

Ilmari Ranta

# **MAANALAISTEN BETONISEINIEN IKÄÄNTYMINEN OLKILUODON YDIN- VOIMALAITOSYKSIKÖILLÄ 1 JA 2**

Rakennetun ympäristön tiedekunta  
Diplomityö  
Lokakuu 2019

# TIIVISTELMÄ

Ilmari Ranta: Maanalaisten betoniseinien ikääntyminen Olkiluodon ydinvoimalaitosyksiköillä 1 ja 2  
Diplomityö  
Tampereen yliopisto  
Rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkinto-ohjelma  
Lokakuu 2019

---

Tässä diplomityössä käsitellään betonirakenteiden ikääntyminen sekä yleisenä ilmiönä että case-esimerkin avulla. Yleisenä ilmiönä betonin ikääntyminen on hyvin monimutkainen kokonaisuus, joka riippuu kaikista betonin osa-aineista sekä rasituksista. Betoni voi ikääntyä monin tavoin, ja varsinkaan kemiallisia mekanismeja ei täysin tunneta. Lisäksi mekanismit voivat vaikuttaa toisiinsa joko hidastaen tai kiihdyttäen rakenteen vaurioitumista. Todellisissa rakenteissa mekanismien keskinäisillä vaikutuksilla onkin suuri merkitys.

Case-kohteena tutkitaan Olkiluoto 1 ja Olkiluoto 2 ydinvoimalaitosyksiköiden maanalaisten ulkoseinien ulkopintojen ikääntymistä. Olkiluodon ydinvoimalaitoksen laitosyksiköt 1 ja 2 saivat vuonna 2018 uuden 20 vuoden jatkokäyttöluvan vuoteen 2038 asti. Laitosyksiköiden rakenteet ovat alun perin suunniteltu 25 vuoden käyttöiällä, joten todellinen käyttöikä tulee olemaan yli kaksinkertainen.

Rakenteiden ominaisuudet ja rasitukset arvioitiin ennen kuntotutkimusten toteutusta. Tutkittavat rakenteet ovat yksinkertaisia betoniseiniä, eikä niitä ole kosteuseristetty. Rasitusten osalta pohjavesi ja sen sisältämät aineet ovat merkittävien rakenteita kuormittava tekijä. Näistä koottiin alustava riskienarvio, jonka pohjalta suunniteltiin kuntotutkimukset. Riskienarviota ja kuntotutkimusten tuloksia vertaamalla, voidaan parantaa arviota rakenteiden kunnosta. Maanalaisten seinien ominaisuuksiin kuuluu saavuttamattomuus, joten valitut tutkimusalueet valmisteltiin ennen tutkimuksia. Tämä tarkoitti muun muassa kaivantoja. Tutkimukset suoritettiin visuaalisesti, sekä käyttäen ainetta rikkomattomia ja rikkovia tutkimuksia. Visuaaliset ja ainetta rikkomattomat tutkimukset suoritettiin tämän työn osana, kun ainetta rikkovat tutkimukset sekä laboratoriokokeet ti-  
lattiin erikseen.

Tutkimusten tuloksena on, että kloridikorroosio etenee paikallisesti. Vähäisellä korroosiolla ei kuitenkaan ole vaikutusta massiivisen rakenteen kantavuuteen. Muita merkittäviä vaurioita ei ole. Pakkasrapautumaa ja ettringiitin kiteytymistä löydettiin vähäisesti, mutta niillä ei ole vaikutusta rakenteen kantavuuteen. Alkalikiviainesreaktiota ei todettu esiintyvän rakenteissa. Tutkimusten mukaan rakenteet ovat ikä huomioiden hyvässä kunnossa. Niillä voidaan perustellusti olettaa olevan ainakin 20 vuotta käyttöikää jäljellä, kunhan rasituksia vähennetään ja havaitut vauriot korjataan. Rasituksia vähennetään pienentämällä kosteusrasitusta, jonka jälkeen vauriot voidaan korjata piikkaus-paikkaus menetelmällä.

Näiden toimenpiteiden lisäksi suositellaan rakenteiden kunnan jatkotutkimuksia. Kloridikorroosion laajuutta ei näiden tutkimusten perusteella voida määrittää, joten se on tutkittava ennen korjaustoimia. Lisäksi kloridien ja sulfaattien pitoisuudet muissa rakenteissa on tutkittava uusista koe-kuopista. Sulfaattien pitoisuuksissa on suuria vaihteluja, eikä niille löydetty kattava selitystä.

Avainsanat: Ydinvoimalaitos, ikääntyminen, betoni, käyttöikä, kuntotutkimus

Tämän julkaisun alkuperäisyys on tarkastettu Turnitin OriginalityCheck –ohjelmalla.

# ABSTRACT

Ilmari Ranta: Ageing of underground concrete walls in Olkiluoto nuclear power plants 1 and 2  
Master of Science Thesis  
Tampere University  
Master's degree program in Civil Engineering  
October 2019

---

This master's thesis discusses ageing of concrete structures in general and through case study. Generally ageing of concrete is very complex phenomena which depends on different phases of concrete as well as the stressors. Concrete structure can age in different ways, and especially chemical mechanisms are not yet fully understood. In addition different mechanisms can affect each other in order to decrease or increase degradation of structures. In real life structures the mutual impacts are often least understood yet most severe.

Case study of this thesis focuses to the ageing of underground outer concrete walls in Olkiluoto 1 and Olkiluoto 2 nuclear power plants. Licences of these plants were continued at 2018 with 20 years, so the plants will be used until 2038. Originally the plants were designed with estimated 25 years of service life. Final service life will therefore be over doubled.

Properties of structures and environment was analyzed before the condition survey. Studied structures are conventional concrete walls which don't have waterproof coating. Groundwater and its contents are most important factor concerning the stressors of said structures. Based on evolution of structures and stressors preliminary risk assessment was conducted. It was then used as a background info for planning the condition survey. Based on a results of condition survey the risk assessment can be verified. Natural characteristic of underground structures is inaccessibility. Therefore selected study locations were prepared before study. This meant for example excavations. Study itself was conducted with visual examination followed by non-destructive and destructive methods. Visual examination and non-destructive methods were conducted as part of this study as destructive methods were conducted by a supplier.

Results from condition survey is that chloride corrosion is happening in small areas. Besides this significant degradation was not found. Freeze-thaw and sulfite corrosion was found in small areas, but they are not affecting the structure. Alkali-aggregate reactions were not found in structures. Based on analysis structures are in good condition especially when considering the age of structures. The residual service life is at least 20 years, particularly if stressors will be decreased and found problems will be repaired. Stressors are decreased mainly by stopping water to affect concrete. After this, the corrosion degradation can be repaired by removing high-chloride content concrete and patching.

Besides these actions it is recommended to continue condition surveys of these structures. Extent of chloride corrosion in structures could not be analyzed based on these studies, so it needs to be examined before repairing. Also concentrations of chlorides and sulfites in different parts of power plants need to be studied. Excavations are needed to conduct these studies. The concentrations of sulfites vary greatly and comprehensive explanation for this was not found.

Keywords: Nuclear power plant, NPP, ageing, concrete, service life, condition survey

The originality of this thesis has been checked using the Turnitin OriginalityCheck service.

# ALKUSANAT

Tämä diplomityö on tehty opinnäytteenä rakennustekniikan diplomi-insinöörin tutkintoon Tampereen yliopistossa. Työlle aiheen on antanut Teollisuuden Voima Oyj osana Olkiluodon ydinvaihtolaitosyksiköiden ikääntymisen hallintaa. Diplomityö käsittelee betonirakenteen ikääntymistä sekä yleisenä ilmiönä että erityisesti tutkittujen maanalaisten seinien osalta. Diplomityö on tehty tammikuun 2019 ja lokakuun 2019 välisenä aikana.

Haluan kiittää diplomityön ohjaajia, TVO:n Timo Kukkola ja sekä Tampereen Yliopiston Matti Penttiä ja Arto Koliötä, monipuolisista kommenteista työn aikana. Haluan myös kiittää Hannu Pyytä, Mika Oikaria ja Eero Saloa kuntotutkimuksista ja sen aikana käytyistä keskusteluista. Kiitos myös koko TVO:n rakennustekniikka-yksikön henkilökunnalle ja Mikko Lampiselle hyvistä "filosofia piireistä".

Lopuksi haluan vielä lämpimästi kiittää perhettäni ja erityisesti vaimoani Jennyä tuesta tämän projektin aikana.

Raumalla, 31.10.2019

Ilmari Ranta

# SISÄLLYSLUETTELO

1. JOHDANTO.....	1
1.1Ydinlaitoksen ikääntyminen .....	2
1.2Olkiluodon ydinvoimalaitos .....	3
2. BETONIRAKENTEEN IKÄÄNTYMINEN.....	5
2.1Ikääntymismekanismit .....	5
2.1.1 Betonin mikrorakenne.....	5
2.1.2 Fysikaaliset vanhenemismekanismit .....	8
2.1.3 Kemialliset vanhenemismekanismit.....	11
2.1.4 Terästen korroosio.....	19
2.1.5 Mekaaniset vanhenemismekanismit.....	23
2.1.6 Teknologiset ikääntymismekanismit .....	26
2.2Ikääntymisilmiöt.....	27
3. MAANALAISTEN SEINIEN OMINAISUUDET OL1 JA OL2 LAITOSYKSIKÖILLÄ .....	30
3.1Rakenteen ominaisuudet .....	30
3.1.1 Rakenteiden suunnitelmat.....	30
3.1.2 Materiaalit ja työnsuoritus .....	32
3.2Ympäristön ominaisuudet .....	34
3.2.1 Lämpötila.....	34
3.2.2 Pohja- ja hulevesi .....	34
3.2.3 Maa- ja kallioperä .....	37
3.2.4 Muut olosuhteet .....	40
3.3Teknologinen ikääntyminen .....	41
3.4Nykytilan kokonaiskuva .....	43
3.4.1 Aiemmat kuntotutkimukset .....	43
3.4.2 Alustava riskiarvio.....	44
4. KUNTOTUTKIMUKSET .....	46
4.1Kuntotutkimuksen perusteet.....	46
4.2Tutkimussuunnitelma.....	48
4.2.1 Tutkimuksen yleistiedot.....	48
4.2.2 Tutkimusjoukot .....	48
4.2.3 Tutkimusmenetelmät .....	52
4.2.4 Toteutuksen valmistelu .....	61
4.3Kuntotutkimuksen toteutus.....	62
4.3.1 Tulosaineisto .....	62
4.3.2 Tulosaineiston yhteenveto ja arviointi.....	72
4.4Tulosten analysointi.....	73
4.4.1 Terästen korroosio.....	73
4.4.2 Betonin rapautuminen.....	74
4.4.3 Betonin sulfaattikorroosio.....	75
4.4.4 Rakenteiden jäljellä oleva käyttöikä ja kantavuus .....	76
5. JATKOTOIMENPITEET .....	82
5.1Toimenpiteiden periaatteet .....	82
5.2Toimenpiteiden valinta ja esisuunnittelu .....	83
5.3Lisätutkimukset.....	84
6. YHTEENVETO .....	85
LÄHTEET.....	87

# LYHENTEET JA MERKINNÄT

AKR	Alkalikiviainesreaktio
ASR	Alkali-silica reaction, alkalipiidoksidireaktio
ACR	Alkali-carbonate reaction, alkalikarbonaattireaktio
BWR	Boiling Water Reactor, kiehutusvesireaktori
BY	Suomen Betoniyhdistys ry
DEF	eng. delayed ettringite formation, myöhästynyt ettringiitin muodostuminen
DT	Destructive testing, ainetta rikkova testaus
GPR	ground-penetrating radar, maan läpäisevä tutka
GTK	Geologian tutkimuskeskus
IAEA	International Atomic Energy Agency, Kansainvälinen atomienergiajärjestö
LH	Low heat cement, alhaislämpö sementti
NDT	Non-destructive testing, ainetta rikkomaton testaus
OL1	Ydinvoimalaitosyksikkö Olkiluoto 1
OL2	Ydinvoimalaitosyksikkö Olkiluoto 2
OL3	Ydinvoimalaitosyksikkö Olkiluoto 3
RIL	Suomen Rakennusinsinöörien liitto
STUK	Säteilyturvakeskus
TSA	engl. thaumasite sulfate attack, thaumasiitti sulfaatti hyökkäys
TVO	Teollisuuden voima Oyj
V/S	Betonin vesisementti-suhde
VTT	Teknologian tutkimuskeskus VTT oy
YVL	Ydinvoimalaitosohjeet
$C(x,t)$	Kloridipitoisuus syvyydellä x, ajan t kuluttua
$C_i$	Kloridien alkupitoisuus
$C_s$	Pinnan kloridipitoisuus
D	Diffuusiovastus
$D_\alpha$	Diffuusiovastus ajan t jälkeen
$D_1$	Uuden rakenteen diffuusiovastus
erfc	Error-funktion komplementti $(\text{erf})^{-1}$
$\text{eqv}\{w/c\}$	ekvivalentti vesisementti-suhde
$f_{ck, is}$	Olemassa olevan rakenteen puristuslujuus
$f_{is, lowest}$	Pienin valmiin rakenteen betonin puristuslujuus
$f_{m(n), is}$	Valmiin rakenteen betonin puristuslujuuden keskiarvo
$f_R$	Kimmoarvoa R vastaava puristuslujuus
h	Pohjaveden lasketun pinnan taso
H	Pohjaveden alkuperäinen pinnantas
i	Alkio
K	Maa-aineksen vedenjohtavuus
n	alkioiden tai mittauspisteiden lukumäärä
$Q_w$	Pumpun teho
r	Pumppauksen vaikutuksen tarkasteluetaisyys
R	Kimmoarvo
$R_0$	Pumppauksen vaikutussäde
t	aika
$t_{in}$	Rakenteen ikä tutkimushetkellä
$t_1$	Ensimmäisen kloridirasituksen hetki
V	Variaatiokerroin
x	Kloridipitoisuus syvyydellä
$x_i$	Kokeessa realisoitunut yksittäisen alkion arvo

$\alpha$ , $k_a$ , $k_D$	Kertoimia
$\mu$	Otoskeskiarvo
$\lambda$	Sijaintiparametri
$\sigma$ , $s$	Otoskeskihajonta
$\varsigma$	Muotoparametri
$C_3A$	trikalsiumaluminaatti, aluminaatti
$C_4AF$	Tetrakalsiumaluminaattiferriitti, ferriitti
$Ca(OH)_2$	Kalsiumhydroksidi
$Cl^-$	Kloridi
$CO_2$	Hiilidioksidi
$C_2S$	Dikalsiumsilikaatti, beliitti
$C_3S$	Trikalsiumsilikaatti, aliitti
$C-S-H$	kalsium-silika-hydraatti
$K$	Kalium
$Mg^{2+}$	Magnesium
$Na$	Natrium
$NH_4^+$	Ammonium
$O$	Happi
$SiO_2$	silika, piidioksidi
$SO_4^{2-}$	Sulfaatti

# KÄSITTEET

Absorptio	Atomien, molekyylien ja ionien imeytyminen nesteeseen, kaasuun tai kiinteään aineeseen
Dehydrataatio	Veden poistuminen hydrataatiotuotteista
Diffuusio	Molekyylit siirtyvät väkevämmästä yhdisteestä laimeampaan eli pitoisuuserot tasoittuvat
Fyysinen ikääntyminen	(engl. Physical Ageing, vanheneminen) Rakenteen tai komponentin fyysisten ominaisuuksien ikääntyminen
Hydrolyysi	Kemiallinen yhdiste hajoaa lähtöaineikseen veden vaikutuksesta
Ikääntyminen	(engl. Ageing) Prosessi, jonka seurauksena rakenteen tai komponentin ominaisuudet muuttuvat ajan tai käytön seurauksena.
Ikääntymishuononeminen	(engl. Ageing Degradation, turmeltuminen) Fyysisten ominaisuuksien heikkeneminen ikääntymisen seurauksena
Ikääntymisilmiöt	(engl. Ageing Effects) Nettomuutokset rakenteen tai komponentin ominaisuuksissa, jotka ovat seurausta ajan ja käytön sekä ikääntymismekanismien toteutumisesta
Ikääntymismekanismit	(engl. Ageing Mechanisms) Prosessi, jonka seurauksena rakenteen tai komponentin ominaisuudet muuttuvat yhdessä ajan ja käytön kanssa
Ioninvaihto	Metalli-ionit siirtyvät liuoksesta kemiallisten aineiden seokseen
Osmoosi	Liuottimen diffuusio puoliläpäisevän kalvon läpi. Liuotin siirtyy kalvon läpi, mutta kalvo ei päästä läpi liuottimeen liuenneita aineita.
pH-arvo	Aineen happamuutta kuvaava luku
Sementin hydrataatio	Sementin ja veden väliset kemialliset reaktiot, joiden seurauksena betoni lujittuu
Teknologinen ikääntyminen	(engl. Obsolescence, vanhanaikaistuminen) Rakenteeseen tai komponenttiin liittyvien vaatimusten muuttuminen.
Van der Waals voimat	Molekyylien välinen heikko voima
Ydinenergian käyttö	Ydinlaitoksen rakentaminen, käyttäminen ja käytöstä poistaminen
Ydinlaitos	Yleinen termi laitoksille, missä harjoitetaan ydinenergian käyttöä
Ydinvoimalaitos	Yhden tai useamman ydinvoimalaitosyksikön ja samalla laitosalueella toimivien ydinlaitosten muodostama laitospaketti.
Ydinvoimalaitosyksikö	Ydinreaktorilla varustettu laitos, jonka tarkoituksena on tuottaa ydinenergialla sähköä tai lämpöä.



# 1. JOHDANTO

Olkiluodon ydinvoimalaitosyksiköt 1 ja 2 (OL1 ja OL2) saivat vuonna 2018 Suomen hallitukselta 20 vuoden jatkokäyttöluvan vuoteen 2038 asti (Työ- ja elinkeinoministeriö, 2018). Laitosyksiköiden rakenteet on alun perin suunniteltu 25 vuoden käyttöiälle, ja päätöksen seurauksena todellinen käyttöikä on ainakin 60 vuotta. Ydinvoimalaitoksen käyttöiän jatkamisen ehtona on, että laitosyksiköt täyttävät voimassaolevat turvallisuusmääräykset. Suuri osa nykyisestä ydinvoimalaitoskapasiteetista on rakennettu jo 70 luvulla. Ydinvoimalaitosten turvallisen ja taloudellisen jatkokäytön varmistaminen onkin tällä hetkellä Suomessa ja maailmalla yleisesti tutkimuksen kohteena. Tämä tarkoittaa muun muassa laitosten ikääntymisen hallintaa. Kansallisessa ydinvoimalaitosten turvallisuustutkimuksessa SAFIR 2022 -ohjelmassa ikääntyminen onkin valittu yhdeksi pääaiheista (Järvinen & Hämäläinen, 2018, p. 72). Nykyisessä ilmastokeskustelussa ydinvoima nähdään ympäristötekona, mikä myös kannustaa jatkamaan käyttöikää, kunhan sen turvallisuudesta voidaan varmistua.

Ydinvoimalaitoksen betonirakenteiden ikääntyminen voi aiheuttaa laitoksen käyttöiän päättymisen, koska massiivisten betonirakenteiden korvaaminen ei yleensä ole taloudellisesti perusteltua (Hämäläinen & Suolanen, 2019, pp. 31-32). Erityisesti tämä tarkoittaa reaktorin suojarakennusta, jonka tarkoituksena on onnettomuustilanteessa estää radioaktiivisten päästöjen vapautuminen ympäristöön. Tästä syystä myös betonirakenteiden ikääntyminen on sekä Suomessa että kansainvälisesti mielenkiinnon kohteena.

Tämä diplomityö on tehty Teollisuuden Voima Oyj:n (TVO) toimeksiantona. Työ koostuu kahdesta osasta. Ensimmäinen osa syventyy betonin ikääntymiseen yleisenä ilmiönä. Työssä valittiin käytettäväksi ydinvoima-alan termistöä, koska työ tehdään ydinvoima-alalle. Teoriaosuudessa ikääntymistä on käsitelty laajasti ja yksityiskohtaisesti. Valitut ikääntymismekanismit ja -ilmiöt perustuvat alan kirjallisuudessa esitettyihin listoihin (mm. (Säteilyturvakeskus, 2019a; International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 37-73)). Tavoitteena on muodostaa kirjallisuudesta kattava kuvaus betonirakenteen ikääntymisestä ja siihen vaikuttavista tekijöistä. Lisäksi tavoitteena on kuvata betonirakenteen ikääntymisen vaikutukset pääpiirteittäin rakenteen ja materiaalin tasolla.

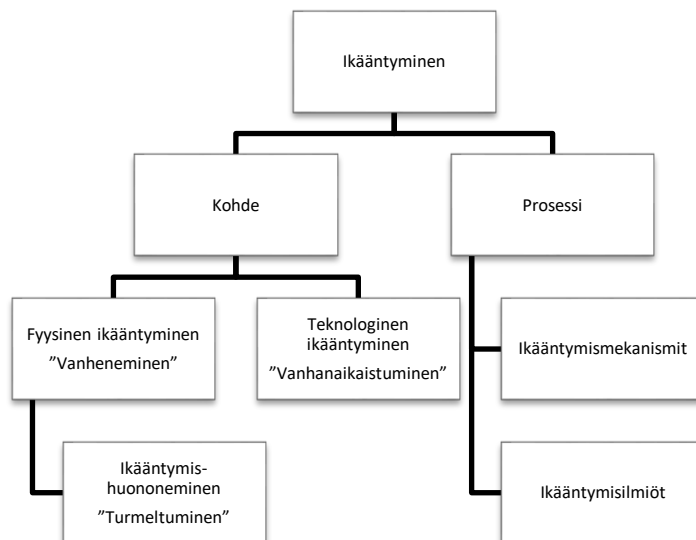
Työn toinen osa käsittelee tutkittavan case-esimerkin. Tutkimuksen kohteena on OL1- ja OL2-laitosyksiköiden maanalaisten ulkoseinien ulkopinnat. Tutkimuksessa ei käsitellä kalliota vasten valettuja rakenteita tai merivesirakenteita. Tarkoituksena on selvittää rakenteiden kunto ja arvioida niiden jäljellä olevaa käyttöikää. Kuntoa arvioidaan ensin kirjallisuuden perusteella, ja tästä muodostetaan alustava riskienarvio. Tämän perusteella suunnitellaan ja toteutetaan kuntotutkimukset. Kuntotutkimuksen osana suoritettavat betonitekniset laboratoriokokeet kilpailutetaan ja tilataan ulkopuoliselta kuntotutkijalta. Tuloksia vertaamalla muodostetaan kokonaiskuva rakenteen kunnosta ja arvioidaan rakenteiden jäljellä oleva käyttöikä. Alustavaa riskienarviota verrataan kuntotutkimuksen tulosaineistoon, jolloin saadaan laajempi kuva rakenteen kunnosta. Kuntotutkimusten tavoitteena on selvittää rakenteissa syntyneet vauriot sekä niiden syyt ja vaikutukset. Tutkimuskohteen laajuuden vuoksi yksittäisten vaurioiden laajuuden selvittäminen ei ole mielekästä, vaan tavoitteena on pääasiassa selvittää vaurioiden olemassaolo. Todettujen vaurioiden ja niiden vaikutusten perusteella pyritään arvioimaan rakenteilla todennäköisesti jäljellä olevaa käyttöikää. Kuntotutkimusten jälkeen suunnitellaan periaateratkaisut jatkotoimenpiteille, jotta rakenteet kestävät vähintään vuoteen 2038 asti.

Tämän työn luvussa 2 esitetään työn teoriaosuus. Case-esimerkin käsittely alkaa luvusta 3, jossa esitellään tarkemmin tutkittavat rakenteet sekä niille kohdistuvat rasitukset. Kuntotutkimusten suorittaminen, tulokset ja analyysit kuvataan luvussa 4, minkä pohjalta esitetään jatkotoimenpiteet luvussa 5.

## 1.1 Ydinlaitoksen ikääntyminen

Ydinlaitoksen *ikäntyminen* on kansainvälisen atomienergiajärjestön (IAEA (International Atomic Energy Agency, 2009, pp. 1-3)) mukaan prosessi, joka aiheuttaa rakenteen tai komponentin ominaisuuksien muutoksia. Ikääntyminen on seuraus ajan tai käytön vaikutuksista, ja se voi kohdistua rakenteen fyysisiin ominaisuuksiin tai asetettuihin vaatimuksiin. Prosessi itsessään ei ole negatiivinen tai positiivinen, mutta sen vaikutukset voivat olla. *Ikääntymisen hallinta* tarkoittaa negatiivisten vaikutusten minimointia ja vaadittujen turvallisuustoimien käytettävyyden varmistamista koko laitoksen käyttöajan (Nuclear Energy Agency, 1999, p. 10).

Ikääntymisen prosessi jaetaan kuvan 1 mukaisesti vaikutuksiin ja etenemiseen. Vaikutukset kohdistuvat rakenteen tai komponentin fyysisiin tai teknologisiin ominaisuuksiin. Fyysiset ominaisuudet tarkoittavat esimerkiksi rakenteen lujuutta tai mittoja. Erityisesti fyysisen ikääntymisen kanssa käytetään termiä *ikäntymishuononeminen*, kun kuvataan tietyn ominaisuuden heikkenemistä. Ikääntymishuononeminen vastaakin likimäärin rakennusallalla käytettävää turmeltumisen -termiä. Tässä työssä fyysisestä ikääntymisestä käytetään lisäksi termiä *vanheneminen*. Vanhenemisen negatiiviset seuraukset siis johtavat ikääntymishuononemiseen. Ikääntymisen kohdistuessa rakenteen tai komponentin teknologisiin ominaisuuksiin puhutaan teknologisesta ikääntymisestä. Tästä käytetään yleisesti myös termiä *vanhanaikaistuminen*. (International Atomic Energy Agency, 2009, pp. 1-4; Nuclear Energy Agency, 1999, pp. 10-11).

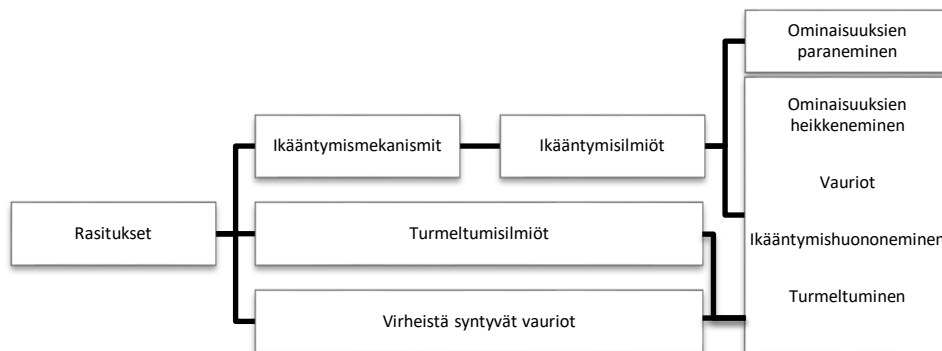


**Kuva 1.** Ikääntymisen terminologia

Ikääntyminen alkaa *ikäntymismekanismeista*, joiden seurauksena aiheutuvat *ikäntymisilmiöt*. Mekanismit ja ilmiöt jaetaan fyysisiin ja teknologisiin, jotta prosessin vaiheita voidaan tarkastella. Fyysiset ikääntymismekanismit ovat fysikaalisia, kemiallisia, biologisia tai mekaanisia prosesseja, jotka käynnistyvät ympäristön tai käytön vaikutuksista (International Atomic Energy Agency, 2007, p. 18). Esimerkiksi betonirakenteen vanheneminen aiheutuu yleensä erilaisten kulkeutumisprosessien seurauksena, kun betoniin kulkeutuu nesteitä, kaasuja tai ioneja. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 37-61). Nämä aineet voivat aiheuttaa muun muassa kemiallisia reaktioita. Rakenteen ominaisuuksista riippuu, aiheuttaako mekanismi vaikutuksia rakenteessa. Mekanismin vaikutuksia kutsutaan ikääntymisilmiöiksi. Ne ovat nettomuutoksia rakenteen tai komponentin ominaisuuksissa ja niiden yhteisvaikutus saa aikaan rakenteen ikääntymisen. (Nuclear Energy Agency, 1999, p. 10). Esimerkiksi betonin huokoisissa oleva vesi jäätyy pakkasella, mutta se ei suoraan tarkoita pakkasrapautumista. Tällöin siis pakkas on rasitus, jäätymis-sulamisrasitus mekanismi ja pakkasrapautuminen ilmiö.

Rakenteeseen tai komponenttiin voi kuitenkin muodostua ongelmia myös ikääntymisestä riippumatta (Nuclear Energy Agency, 1999, p. 20). *Vauriolla* tarkoitetaan tässä työssä yleisesti sellaisia muutoksia, jotka heikentävät rakenteen tai komponentin ominaisuuksia. Vauriot syntyvät ikääntymisen, turmeltumisen tai erilaisten virheiden seurauksena, kuten esitetään kuvassa 2. Virheet tarkoittavat esimerkiksi onnettomuus- tai ylikuormitustilanteita, joiden seurauksena rakenne

voi esimerkiksi halkeilla. Ikääntymishuononemiselle tyypillistä on vaurioiden syntyminen asteittain. Virheiden aiheuttamat vauriot syntyvät sen sijaan nopeasti tai äkillisesti, eivätkä ne käytännössä riipu ajasta. Vaikka kaikki vauriot eivät ole ikääntymistä, on ne kuitenkin huomioitava ikääntymisen yhteydessä.



**Kuva 2.** Rakenteen vaurioituminen, muokattu lähteestä (Nuclear Energy Agency, 1999, p. 24; Pentti, et al., 2013, p. 18)

## 1.2 Olkiluodon ydinvoimalaitos

*Ydinvoimalaitos* tarkoittaa Ydinenergialain mukaan (1987) yhden tai useamman ydinvoimalaitosyksikön ja samalla laitosalueella toimivien ydinlaitosten muodostamaa laitostekonaisuutta. *Ydinvoimalaitosyksikkö* tarkoittaa ydinreaktorilla varustettua ydinlaitosta, joka tuottaa sähköä tai lämpöä. *Ydinlaitos* on mikä tahansa ydinenergian käyttöön tarkoitettu laitos, kuten ydinvoimalaitosyksikkö tai ydinjätteen loppusijoitustilat. Olkiluodon ydinvoimalaitos sijaitsee Eurajoella Olkiluodon saarella ja sen omistaa Teollisuuden Voima Oyj. (Teollisuuden voima Oyj, 2015, pp. 5-9). Ydinvoimalaitos koostuu kahdesta käyvästä ydinvoimalaitosyksiköstä Olkiluoto 1 ja Olkiluoto 2. Laitosyksiköt ovat aloittaneet kaupallisen käytön vastaavasti vuosina 1979 ja 1982. Näiden lisäksi Olkiluodosta löytyy esimerkiksi rakennusvaiheessa oleva laitosyksikkö Olkiluoto 3 (OL3) sekä käytetyn ydinpolttoaineen välivarasto. Ydinvoimalaitosyksiköt esitetään kuvassa 3 järjestyksessä vasemmalta oikealle OL3, OL1 ja OL2.

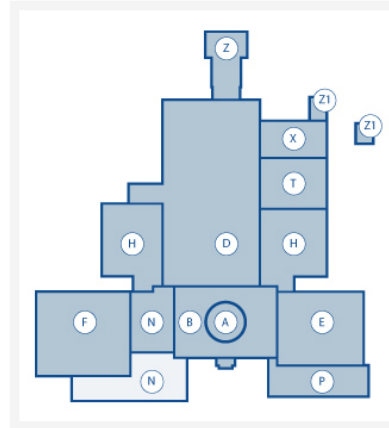


**Kuva 3.** Olkiluodon ydinvoimalaitos (TVO, 2016)

Laitosyksiköt OL1 ja OL2 ovat identtisiä, ja ne tuottavat sähköä kiehutusvesireaktorin (BWR) avulla (Teollisuuden Voima Oyj, 2018). Laitosten yhteenlaskettu nettosähköteho on tehonkorostusten jälkeen noin 1 780 MW, mikä vastaa noin 1/6 Suomessa käytettävästä sähköstä. Laitosyksiköt ovat ruotsalaisen AB Asea Atomin toimittamia (Teollisuuden Voima Oyj, 2013, pp. 9, 13, 38). OL1-laitosyksikkö tilattiin avaimet käteen -urakkana, mutta OL2:n rakennustyöt kuuluivat TVO:n vastuulle. Laitokset koostuvat useasta rakennuksesta, jotka esitetään kuvassa 4. Rakennukset jaetaan kolmeen kokonaisuuteen, joita ovat reaktorirakennus, turbiinirakennus sekä tuki-

ja apurakennukset. Reaktorirakennuksessa ovat reaktorin suojarakennus ja reaktorin paineastia. Turbiinirakennuksessa höyryvirtaus muuttuu turbiinien avulla sähköenergiaksi. Tuki- ja apurakennuksissa on pääprosessia tukevat toiminnot.

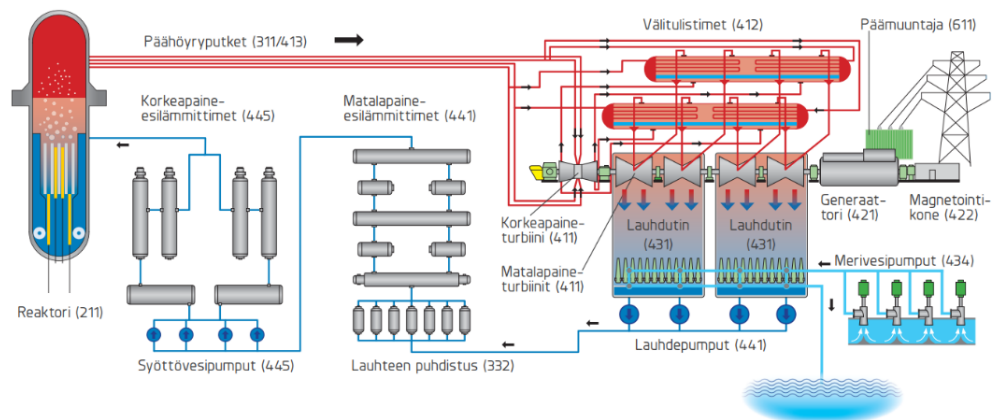
- A Reaktorin suojarakennus
- B Reaktorirakennus
- D Turbiinirakennus
- E Valvomorakennus
- F Jäterakennus
- H Apurakennukset
- N Aktiivikorjaamo-/laboratoriorakennus (vain OL1)
- P Sisäänkulkusuojarakennus
- T Merivesilaitos
- X Kytkinlaitos
- Z Päämuuntaja
- Z1 Käynnistysmuuntajat



**Kuva 4.** OL1- ja OL2-laitosyksiköt (Teollisuuden Voima Oyj, 2013, p. 13)

OL1- ja OL2-laitosyksiköiden pääprosessi esitetään kuvassa 5. Prosessivesi kuumennetaan reaktorisydämen polttoainesauvojen avulla kiehuvaaksi. Kiehuvan veden määrää säädetään pääkiertopumpuilla ja säätösauvoilla. Kuuma höyry johtuu korkeassa paineessa päähöyryputkia pitkin korkeapaineturbiinille ja sen jälkeen kolmelle matalapaineturbiinille. Höyry pyörittää turbiiniaselaa, jonka päähän on kytketty generaattori. Generaattori tuottaa sähköä kantaverkkoon. Turbiinien jälkeen höyry johtuu lauhduttimiin, jossa se jäähtyy takaisin nesteeksi. Jäähdytteenä toimii merivesi. Lauhdevesi pumpataan lopulta puhdistimien ja esilämmittimien kautta takaisin reaktoriin. (Teollisuuden Voima Oyj, 2013, pp. 9,27,32).

OL1- JA OL2-LAITOSYKSIKÖIDEN VIRTAAUSKAAVIO



**Kuva 5.** OL1- ja OL2-laitosyksiköiden pääprosessi (Teollisuuden Voima Oyj, 2013, p. 9)

## 2. BETONIRAKENTEEN IKÄÄNTYMINEN

Tässä luvussa käsitellään betonirakenteen ikääntymistä yleisenä prosessina. Aluksi määritellään betonirakenteen ikääntymismekanismit yleisesti, jonka jälkeen syvennyttään betonin ja betonierästen ikääntymismekanismeihin. Tarkoituksena on kuvata kunkin prosessin syntymiseen ja etenemiseen vaikuttavat asiat. Mekanismeista kuvataan niiden vaikutukset koko rakenteelle sekä mikrorakenteen muutokset. Tämän jälkeen käsitellään lyhyesti mekanismien yhteisvaikutuksesta syntyvät ikääntymisilmiöt.

Betonirakenteen ikääntyminen tapahtuu rakennuksena tai rakenneosana ikääntymisilmiöiden vaikutuksesta. Ikääntymismekanismit sen sijaan vaikuttavat pääasiassa rakennusmateriaaleihin sekä suunnitteluratkaisuihin. Ikääntymisen vaikutukset riippuvat pääasiassa rasituksista eli ympäristön ominaisuuksista sekä säilyvyydestä eli rakenteen ominaisuuksista. Rakenteen ominaisuudet määrittävät, miten se kykenee vastustamaan ikääntymisilmiöitä. Toisaalta rasitusten aggressiivisuus vaikuttaa ikääntymisen nopeuteen. Rakenteen oikealla käytöllä ja hyvällä ylläpidolla hidastetaan ja vähennetään ikääntymishuononemisen vaikutuksia eli hallitaan ikääntymistä.

### 2.1 Ikääntymismekanismit

Rakenteen säilyvyys tarkoittaa kykyä vastustaa huononemista. Käytännössä hyvin säilyvä betoni säilyttää alkuperäisen muotonsa, laatunsa sekä käytettävyytensä niissä oloissa, joihin se käytössä altistuu. Säilyvyys riippuu siis sekä rakenteen että ympäristön olosuhteista, eikä betonia voi suunnitella yleisesti säilyväksi. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 122).

Lähes kaikki betonin vanhenemismekanismit tarvitsevat kosteutta. Betonin säilyvyys riippuukin oleellisesti kolmesta asiasta: vedestä, betonin läpäisevyydestä sekä veden sisältämistä ionista. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 121, 123, 125). Vesi mahdollistaa kemiallisten sekä fyysisten mekanismien tapahtumisen betonissa. Vesi ei kuitenkaan aina aiheuta betonissa ongelmia, vaan saattaa jopa suojata rakennetta erältä ikääntymismekanismeilta. Betonin huononeminen riippuukin yleensä siitä, miten helposti vesi tunkeutuu sen sisäosiin ja mitä aineita vesi sisältää. Liuenneiden aineiden konsentraatioilla on usein ratkaiseva merkitys rasitustasoon. Rakenteen ominaisuuksista betonin läpäisevyydellä on suuri vaikutus säilyvyyteen. Tiivis ja läpäisemätön betoni säilyttää ominaisuutensa pidempään kuin huokoinen betoni.

Rakenteeseen kohdistuu aina yksi tai useampia ikääntymismekanismeja, joten ikääntyminen on teoriassa aina mahdollista. Käytännössä vanheneminen riippuu ensisijassa rasitusoloista ja erityisesti veden olemassaolosta. Vaikuttamalla veden tunkeutumiseen fyysistä ikääntymistä voidaan hidastaa merkittävästi. Vanhanaikaistumista ei kuitenkaan voida estää. Niissä rakenteissa, joissa veden poistaminen ei ole mahdollista tai käytännöllistä, voidaan ikääntymisen hallinnalla ja vaikutusten lieventämisellä parantaa rakenteen käyttöikää. Ikääntymisen hallinta vaikuttaa sekä suunnitteluun että toteutukseen. Suunnitteluvaiheessa valitsemalla esimerkiksi oikeat betonilaaudet, suojabetonipeitteet ja muut yksityiskohdat, voidaan vähentää rakenteeseen kohdistuvia rasituksia ja niiden vaikutuksia. Toteutuksen laatu ja virheettömyys mahdollistaa suunnitelmien mukaisen säilyvyyden. Myös käytön aikaisilla toimenpiteillä voidaan vaikutuksia pienentää.

#### 2.1.1 Betonin mikrorakenne

Betonirakenteen ikääntymisen tärkein mekanismi on sementin hydrataatio, joka kovettaa ja lujittaa betonin. (Haara, et al., 2018, p. 74). Reaktion aikana sementtikivi saa sille ominaisen mikrorakenteen, joka määrittää sen ominaisuudet. Niin kauan kun vettä ja hydratoitumatonta sementtiä on saatavilla, hydrataatio voi jatkua betonissa. Reaktio voidaan ajatella positiiviseksi ikääntymiseksi, koska se riippuu ajasta sekä käytöstä ja se muuttaa rakenteen ominaisuuksia (Nuclear Energy Agency, 1999, p. 10). Käytöllä ymmärretään tässä yhteydessä toisaalta jälkihoitoa ja toisaalta käyttöolosuhteita.

Makroskooppisesti betoni vaikuttaa likimäärin tasa-aineiselta materiaalilta, joka koostuu pääasiassa kiviaineksesta ja sementtikivestä. Mikrorakenteeltaan betoni on kuitenkin monimutkainen ja heterogeeninen kokonaisuus. Betonin osa-aineet eivät ensinnäkään ole jakautuneet tasaisesti rakenteen sisällä ja toiseksi osa-aineet eivät itsessään ole homogeenisia. Sekä sementtikivi että runkoaines sisältävät huokosia ja mikrohalkeamia, mikä vaikuttaa niiden ominaisuuksiin. Osa-aineiden jakaumat ja ominaisuudet vaihtelevat siis sekä alueittain että koko rakenteessa. Tämän lisäksi runkoaineen ja sementtikiven välille muodostuu transiiovyöhykkeenä tunnettu alue. Vyöhyke on periaatteessa sementtikiveä, mutta sen ominaisuudet poikkeavat ympäröivästä sementtikivestä. Syynä on pääasiassa se, että hydratoituminen tapahtuu korkeammassa vesisementtisuhteessa (V/S). Runkoainesten pinnalle tiivistyvä vesi aiheuttaa paikallista vaihtelua veden määrässä, mikä vaikuttaa sementin hydratoitumiseen. Käytännössä seurauksena on ominaisuuksien paikallinen heikkeneminen. Lisäksi myös transiiovyöhykkeellä on oma epähomogeeninen rakenteensa. Vyöhykkeen vaikutus betonin ominaisuuksiin onkin usein suurempi kuin sen tilavuudesta voisi olettaa. Lisäksi vyöhykkeen, kuten muunkaan sementtikiven mikrorakenne ei ole pysyvä, vaan ne voivat muuttua kemiallisten reaktioiden kautta. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 21-24).

Kiviaineksen merkitys betonin ominaisuuksille selittyy sen tilavuusosuudella, koska valtaosa betonista on kiveä (Haara, et al., 2018, p. 43). Kiviaines vaikuttaa ainakin betonin tiheyteen, kimmomoduuliin sekä mittojen pysyvyyteen. Tärkein kiviaineksen ominaisuus on tiheys ja lujuus, jotka riippuvat huokoisuudesta. Yleensä kiviaineksen lujuus on kuitenkin niin suuri, ettei sillä ole vaikutusta betonin lujuuteen. Lisäksi ainakin raemuoto ja pinnan tekstuuri vaikuttavat sementtikiven ja kiviaineksen tartunnan muodostumiseen. Tällä on merkitystä esimerkiksi vetolujuuteen ja kimmomoduuliin. Esimerkiksi pitkänomaiset ja litteät rakeet voivat heikentää betonin ominaisuuksia. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 24-25). Kiviaineksen kemiallisella koostumuksella ja erityisesti alkaliaktiivisuudella on myös merkitystä. Alkalikiviainesreaktiosta kerrotaan tarkemmin luvussa 2.1.3 ja alkaliaktiivisesta kiviaineksesta luvussa 3.2.3.

Hydratoitunut sementtikivi muodostaa toisen betonin pääosista. Sementtikivi muodostuu sementtiklinkkerin reagoidessa veden kanssa, jolloin syntyy tekokiveä. Hydraulisenä sideaineena käytetään yleensä portlandsementtiä, mutta osa voidaan korvata seosaineilla. Sementtiklinkkeri koostuu pääasiassa neljästä mineraalista taulukon 1 mukaan. Taulukossa esitetään mineraalien nimet, lyhenteet, kemialliset kaavat sekä tavanomaiset pitoisuudet. Mineraalien reaktiivisuus syntyy pääasiassa niiden kiderakenteiden epäpuhtausatomien vaikutuksesta. Niiden vuoksi kiderakenteet poikkeavat ideaalisesta, minkä seurauksena mineraalit muuttuvat epästabiileiksi. Reaktiivisuuteen vaikuttaa lisäksi ainakin partikkelikoko ja lämpötila. (Virola & Raivio, 2000, pp. 3, 10).

**Taulukko 1.** *Suomalaisen portlandsementin päämineraalit (Virola & Raivio, 2000, pp. 8, 10).*

Lyhenne	Klinkkerimineraali	Nimi	Kemiallinen kaava	%-osuus
C <sub>3</sub> S	Trikalsiumsilikaatti	Aliitti	3 CaO SiO <sub>2</sub>	50 - 70
C <sub>2</sub> S	Dikalsiumsilikaatti	Beliitti	3 CaO SiO <sub>2</sub>	15 - 30
C <sub>3</sub> A	Trikalsiumaluminaatti	Aluminaatti	3 CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5 - 10
C <sub>4</sub> AF	Tetrakalsiumaluminaattiferriitti	Ferriitti	3 CaO Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5 - 15

Sementin hydrataation alkuvaiheessa C<sub>3</sub>A reagoi muodostaen ettringiittiä, jonka seurauksena pasta menettää plastisuutensa. Tämän reaktion hidastamiseksi sementtiin sekoitetaan kipsiä, joka kuluu pois muutaman tunnin aikana. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 26-34, 215-216). Tämän jälkeen betonin alkulujuus kehittyy pääasiassa C<sub>3</sub>S:n reaktioiden seurauksena. C<sub>2</sub>S reagoi selvästi hitaammin, ja se vastaa pääasiassa loppulujuudesta. Aliitin ja beliitin reaktiossa syntyy kalsiumsilikaattihydraattia (C-S-H) ja kalsiumhydroksidia (Ca(OH)<sub>2</sub>). C-S-H vastaa pääasiassa betonin lujuudesta, kun Ca(OH)<sub>2</sub> saa aikaan betonin emäksisyyden. (Haara, et al., 2018, pp. 35, 108). Näiden tilavuusosuudet ovat sementtikivestä vastaavasti 50–60 % ja 20–25 %, kun huokosia ei huomioida. Valun jälkeen ettringiitti voi muuttua epävakaaaksi, jonka seurauksena se muuttuu monosulfaattialuminaattihydraatiksi. Aluminaattiyhdisteet, eli ettringiitti ja monosulfaatti, muodostavat sementtikivestä vain noin 10–15 %, joten niiden vaikutus lujuuteen on vähäinen. (Virola & Raivio, 2000, pp. 12-30, 50). Sen sijaan aluminaattiyhdisteet voivat altistaa betonia sulfaattikorroosiolle. Tätä käsitellään tarkemmin luvussa 2.1.3.

Hydratoitunut sementtikivi on mikrorakenteeltaan monimutkainen kokonaisuus. Hydratoituneen sementin lisäksi se sisältää yleensä vaihtelevia määriä hydratoitumatonta sementtiä, huokosia sekä vettä. Lisäksi nämä ovat jakautuneet rakenteeseen epätasaisesti. Mikrorakenteen erot syntyvät pääasiassa paikallisten vesisementti-suhteen erojen vuoksi. Tämän seurauksena hydrataatio etenee vaihtelevasti. Paikallisilla eroilla on kuitenkin merkittävä rooli betonin ominaisuuksien kannalta, koska rakenteen ominaisuudet määräytyvät pääasiassa ääriarvojen eikä keskiarvojen perusteella. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 26-34). Käytännössä tämä tarkoittaa, että paikallinen heikkousvyöhyke voi alentaa rakenteen lujuutta merkittävästi, vaikka rakenne olisi keskimäärin selvästi lujempi.

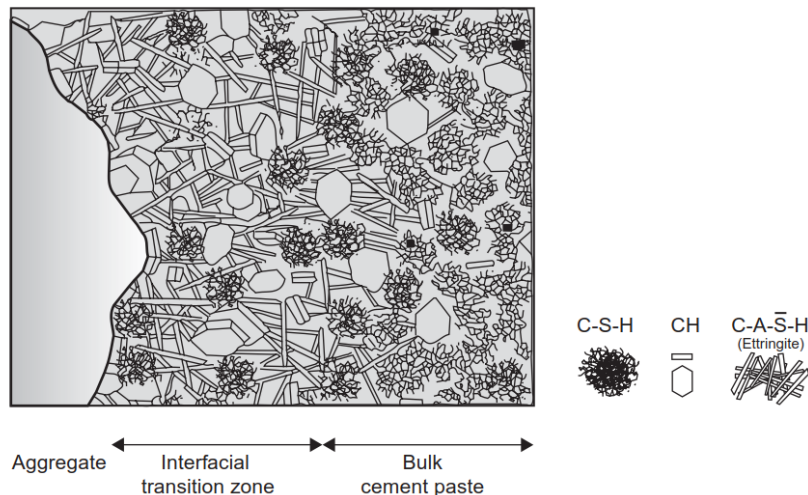
Mikrohalkeamat ovat halkeamien erityisryhmä, sillä niitä esiintyy kaikessa betonissa. (Haara, et al., 2018, p. 107). Mikrohalkeamia muodostuu erityisesti kiviainesrakeiden ympärille transiiovyöhykkeellä. Halkeamat syntyvät betonin osa-aineiden erilaisen laajenemisen vuoksi sitoutumisen aikana, kun vetolujuus on vielä alhainen. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 89). Tietyissä olosuhteissa betoniin syntyneet halkeamat voivat myös tiivistyä itsestään. Halkeamien itsetiivistyminen tapahtuu, kun vapaa kalsiumhydroksidi karbonatisoituu ja reaktiotuotteet kulkeutuvat halkeamaan. Veden haihtuessa tuotteet täyttävät halkeaman. Ilmiö on sama, jossa pintaan muodostuu kalkkihärmettä. Tiivistyneellä halkeamalla on teoriassa pieni vetolujuus, jota ei kuitenkaan voida hyödyntää. Halkeamien itsetiivistyminen voi tapahtua jos betonissa on hydratoitumatonta kalkkia ja halkeaman leveys ei vaihtele. Lisäksi ehtona on, että vesi ei ole syövyttävää tai voimakkaasti virtaavaa. (Haara, et al., 2018, p. 107).

Sementtikiven ominaisuuksiin vaikuttavat sekä itse sementtikiven ominaisuudet että sen sisältämät huokokset ja vesi. Huokokset voidaan jakaa kolmeen ryhmään niiden koon perusteella: geeli-, kapillaari- ja suojahuokokset. Geelihuokokset ovat sementtikiven ominaisuus, eikä niiden muodostumista voida käytännössä estää. Ne vastaavat yleensä noin 10–20 % sementtikiven tilavuudesta. Ne eivät kuitenkaan vaikuta betonin lujuuteen tai läpäisevyyteen, joten niiden merkitys rakenteen säilyvyydelle on vähäinen. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 30-34). Geeliveden poistuminen aiheuttaa rakenteen kutistumista, jota käsitellään tarkemmin luvussa 2.1.5. Kapillaarihuokokset ovat betonin säilyvyyden kannalta tärkeimpiä, koska ne vaikuttavat merkittävästi betonin läpäisevyyteen ja säilyvyyteen. Niiden muodostumiseen voidaan vaikuttaa pienentämällä vesisementti-suhdetta sekä nostamalla hydrataatioastetta. Yleensä 0,4 vesisementti-suhdetta pidetään optimaalisena säilyvyyden kannalta. Työstettävyyden parantamiseksi vesisementti-suhdetta voidaan nostaa tai käyttää sopivia lisäaineita. Myös kapillaarihuokosten sisältämän veden poistuminen aiheuttaa kutistumista. Kapillaarihuokosia suurempia huokosia luodaan yleensä tarkoituksella sementtikiveen betonin pakkasenkestävyyden vuoksi. Ne eivät täyty vedellä kapillaarisesti ja niissä oleva vesi voi haihtua ilman tilavuuden muutoksia. (Haara, et al., 2018, pp. 81-84). Huokosten lisäksi betonissa on vettä kemiallisissa sidoksissa ja rakenteissa. Tällainen vesi ei poistutavanomaisissa oloissa. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 30-34)

Sementtikiven ominaisuuksista tärkein on lujuus, joka syntyy van der Waals voimien seurauksena. Voimien suuruus riippuu käytännössä osa-aineiden pinta-aloista. Tästä syystä pienet kiteet, kuten C-S-H kiteet, vastaavat lujuudesta. Lujuutta heikentää sementtikiven huokoisuus. Kiinteän aineen lujuuden ja huokoisuuden välillä on käänteinen yhteys, eli huokoisuuden kasvu pienentää lujuutta. Yllä todettiin, että geelihuokokset muodostavat merkittävän osan sementtikivestä, mutta eivät kuitenkaan heikennä sen lujuutta. Tämä johtuu siitä, että rakenteessa on aina suurempia huokosia ja mikrohalkeamia, joiden merkitys on huomattavasti suurempi. Käytännössä tärkeimpänä tekijänä onkin kapillaari- ja suojahuokosten määrä. Näistä suojahuokosilla pyritään pakkasenkestävään betoniin. Kapillaarihuokosilla sen sijaan ei ole positiivisia vaikutuksia, joten erityisesti niitä pyritään välttämään. Kapillaarihuokosten ominaisuuksista määrä ja huokosverkoston jatkuvuus ovatkin merkittäviä tekijöitä myös säilyvyyden kannalta. Sementin hydrataation edetessä kapillaarihuokosten määrä vähenee, mikä pienentää betonin läpäisevyyttä. Tästä syystä hyvällä jälkihoidolla voidaan parantaa betonin ominaisuuksia. Säilyvyys ja lujuus riippuvatkin käytännössä samoista asioista, joten niihin voidaan vaikuttaa samoilla menetelmillä. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 24, 35-41, 148). Näiden lisäksi sementtikivellä on vaikutusta betonin kutistumiseen, jota käsitellään laajemmin luvussa 2.1.5.

Kiviaineksen ja sementtikiven väliin muodostuva transiiovyöhyke ympäröi kiviaineksia. Kuvasta 6 nähdään, että kauempana kivirakeesta C-S-H täyttää valtaosan sementtikiven tilavuus-

desta. Sen sijaan lähellä kiviainesta ettringiittiä esiintyy selvästi enemmän. Alue onkin ominaisuuksiltaan huonompaa, kuin sen ympärillä oleva varsinainen sementtikivi. Vyöhyke muodostuu, kun isojen kiviainesrakeiden pinnalle syntyy vesikalvo. Tämä aiheuttaa paikallisesti korkeita vesisementti-suhteita, mikä vaikuttaa sementin hydratoitumiseen. Seurauksena alueelle muodostuu huokoista, halkeilevaa ja huonosti kiteytynyttä sementtikiveä, mikä heikentää sementtikiven ja kiviaineksen tartuntaa. Lisäksi vyöhykkeellä esiintyy aina runsaasti mikrohalkeilua. Transitiovyöhykkeen vaikutus onkin selvästi suurempi kuin sen koosta voisi olettaa. Vyöhykkeen vuoksi betoni murtuu selvästi ennen kuin betonin osa-aineet itsessään murtuisivat. Sementtikiven ja kiviaineksen tartunnan heikkeneminen transitiovyöhykkeen vuoksi heikentää erityisesti betonin vetolujuutta ja kimmokerrointa. Vyöhykkeellä on vaikutusta myös betonin säilyvyyteen, koska vesi ja kaasut voivat liikkua halkeamissa ja huokosissa helposti. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 24, 41-46, 152).



**Kuva 6. Betonin mikrorakenne (Mehta & Monteiro, 2006, p. 43)**

## 2.1.2 Fysikaaliset vanhenemismekanismit

Fysikaaliset vanhenemismekanismit syntyvät ympäristön olosuhteista. Tärkeimpinä tekijöinä ovat ympäristön lämpötilat, eli kuumuus ja kylmyys. Näiden lisäksi kastumis-kuivumis rasitus ja voimakas säteily voivat aiheuttaa vaurioita. Fysikaalisiin mekanismeihin luetaan lisäksi erilaiset kuluttavat mekanismit kuten eroosio. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 130).

### Pakkasvaurioituminen

Betonissa on aina luonnostaan huokosrakenne, jonka laajuus ja huokosten jakauma riippuvat pääasiassa betonin vesisementti-suhteesta sekä hydrataatioasteesta. Huokosista erityisesti kapillaarihuokokset ovat betonin säilyvyyden kannalta haitallisia. Kapillaarihuokosissa oleva vesi voi aiheuttaa betoniin rasituksia, kun rakenne altistuu pakkaselle. Jäättyessään vesi laajenee noin 9 tilavuus- %:a. Tämä voi synnyttää betoniin sisäisiä jännityksiä, jotka voivat aiheuttaa rakenteen säröilyä. (Haara, et al., 2018, pp. 81-82, 116-119). Paineen syntymistä kuvataan osittain toisiaan täydentävillä teorioilla. Näitä ovat ainakin hydraulisen ja osmoottisen paineen teoriat sekä jääki-teen kasvun teoria. Hydraulinen paine aiheutuu, kun huokosissa oleva vesi jäätyy, jota seuraa veden tilavuuden kasvu. Tämä aiheuttaa sisäistä painetta, joka purkautuu joko huokosverkoston muihin osiin tai kohti sementtikiveä. Paineen suuruus riippuu huokosten vesimäärästä, sekä suo-jahuokosista, sementtikiven läpäisevyydestä ja jäätymisen nopeudesta. Hydraulinen paine rikkoo betonin, kun se ylittää betonin vetolujuuden. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 138).

Betoni voi pakkasessa vaurioitua myös osmoottisen paineen vaikutuksesta. Huokosverkos-tossa olevaan veteen on aina liuenneena erilaisia suoloja. Niiden pitoisuus huokosvedessä kas-vaa paikallisesti jäätymisen edetessä, koska vesi jäätyy yleensä lähes puhtaana vetenä. Tämän seurauksena liuenneiden suolojen pitoisuus kasvaa vielä jäätymättömässä huokosvedessä. Nämä pitoisuuserot voivat aiheuttaa osmoottista painetta, mikä voi rasittaa betonia. (Mehta &



Monteiro, 2006, p. 138). Kolmantena pakkasvaurioiden aiheuttaja on jääkiteen kasvun teoria. Tämän mukaan betoni murtuu, kun jään kiteytymispaine huokosissa ylittää betonin vetolujuuden. (Haara, et al., 2018, p. 116).

Jäätymisen seurauksena vesi siirtyy pienistä huokosista kohti suurempia. Vesi siis kulkeutuu geelihuokosista kapillaarihuokosiin ja edelleen kohti suojahuokosia. Syynä on, että huokosen koko vaikuttaa sen sisältämän veden jäätympisteeseen. Mitä pienemmässä huokosessa vesi on, sitä alemmassa lämpötilassa se jäätyy. Geelihuokosissa olevan veden arvioitu jäätympiste on noin - 78 °C, eli se ei käytännössä jäädy. Sen sijaan vedestä tulee alijäähtynyttä, jolloin sen energiataso on ympäristöön verrattuna korkeammalla. Tämä epätasapaino ajaa veden pois geelihuokosista, jolloin se voi jäätyä kapillaarihuokosissa. Veden poistuessa geelihuokosista sementtikivi kutistuu. Betonin onkin tutkimuksissa havaittu tietyissä oloissa kutistuvan, kun se altistuu pakkaselle. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 141).

Pakkasrasituksen aiheuttamien vaurioiden estämiseksi betonissa tulee olla riittävän suuria huokosia riittävän lähekkäin eli betonissa on oltava toimiva suojahuukostus. Suojahuukokset eivät täyty vedellä, koska ne ovat suurempia kuin vallitseva kapillaarihuukosverkosto. Jäätyminen aiheuttama sisäinen paine pääsee purkautumaan näihin ilmatäytteisiin tiloihin. Riittävä suojahuukostus saadaan betoniin yleensä vain käyttämällä lisähuukostusaineita. Suojahuukosten lisäksi betonin pakkasenkestävyyttä voidaan parantaa kasvattamalla lujuutta. Lujuuden kasvaessa myös vetolujuus kasvaa, eli betoni kestää paremmin sisäistä painetta. (Haara, et al., 2018, pp. 116-119). Suurempi lujuus ei kuitenkaan takaa pakkasenkestävyyttä. Lisähuukostus pienentää betonin lujuutta noin 5 % jokaista 1 % ilmamäärän lisäystä kohden. Pienemmällä lujuudella oleva lisähuukostettu betoni voikin olla kestävämpää kuin huukostamaton, mutta lujempi betoni. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 148).

Betonin rapautuminen tapahtuu lähes aina samankaltaisesti. Lopputuloksena on sisäisen turpoamisen aiheuttama vetolujuuden ylitys, jolloin rakenne vaurioituu. Pakkasrapautuminen havaitaan aluksi betonin säröilyinä. Pitkälle edetessään rapautuminen näkyy pinnan halkeiluna ja lohkeiluna. Tavanomaisesti tähän kuluu useita vuosia. Toisaalta pinnan halkeilussa ongelman aste ja laajuus ovat jo suuria, eli korjaaminen on kallista. Ongelma tuleekin pyrkiä tunnistamaan jo alkuvaiheessa. Aiemmin muodostuneet säröt ja halkeamat heikentävät betoni vetolujuutta ja kasvattavat läpäisevyyttä. Näin rapautuminen kiihdyttää itseään. Lisäksi rapautuminen voi huonontaa betonin puristuslujuutta ja raudotteiden tartuntaa. (Haara, et al., 2018, pp. 116-119) (Pentti, et al., 2013, pp. 29-32).

Rapautumisen kannalta jäätyvän veden määrällä on oleellinen merkitys. Estämällä veden pääsy rakenteeseen, voidaan pakkasrapautuminen estää. Alhaisella vesisementti-suhteella saadaan laajaa ja tiivistä betonia, mikä myös pienentää läpäisevyyttä ja siten jäätyvän veden määrää. Lisäksi jälkihoidolla on nostettava hydrataatioaste korkealle, jotta kapillaarihuukosten määrä jää vähäiseksi. Mitä suurempi on betonin huukosrakenne, sitä enemmän sinne voi imeytyä vettä. Vesisementti-suhteen noustessa yli 0,6 muodostuu rakenteeseen yhtenäinen kapillaariverkosto. Tämä heikentää oleellisesti rakenteen säilyvyyttä, kasvattaa läpäisevyyttä ja pienentää lujuutta. Betonirakenteisiin imeytynyt suola kasvattaa pakkasrasituksia. Kloridit lisäävät betonin vedenimua ja toisaalta heikentävät sementtikiven lujuutta. (Haara, et al., 2018, pp. 116-119) (Pentti, et al., 2013, pp. 29-32).

Betonin rapautumista tutkittaessa on selvitettävä rapautumisen aiheuttaja ja syy esimerkiksi ohuthienäytteestä. Tällainen tutkimus tehdään tarkastavana, jolloin saadaan tieto tietyn pisteen tilanteesta. Rapautumisen laajuutta ei ole taloudellista selvittää hietutkimuksilla, vaan siihen soveltuvat yksinkertaisemmat ja halvemmat menetelmät. Esimerkiksi vasaroimalla tai vetokokeilla voidaan kartoittaa ongelman laajuutta. Pitkälle edennyttä rapautumaa voidaan tutkia myös visuaalisesti. (Pentti, et al., 2013, pp. 79-80).

### **Suolojen kiteytyminen**

Suolojen kiteytyminen huokosiin voi rapauttaa betonia. Kiteytyminen tapahtuu, kun suolainen vesi tunkeutuu betoniin. Veden haihtuessa suola jää huokosiin kiteytymään. Toistuvana ilmiönä suolan määrä ja kiteiden koko kasvaa, jolloin kiteytymispaine rasittaa betonia. Mekanismi on siis samankaltainen jääkiteiden kasvun kanssa. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 38).

Rakenteen vaurioituminen ja vaurioitumisen aste riippuvat oleellisesti kiteytymisvyöhykkeen sijainnista rakenteessa. Sijainti määräytyy pääasiassa haihtumisen ja suolaliuoksen tarjonnan perusteella. Vaurioita ei synny, jos vyöhykkeeltä haihtuu vettä vähemmän kuin suolaliuosta kulkeutuu. Tällöin alueella olevan liuoksen suolapitoisuus ei kasva. Vaurioita syntyy, jos alueelta haihtuu vettä enemmän kuin sinne kulkeutuu liuosta. Tällöin suolojen pitoisuus kasvaa liuoksessa, ja ne voivat kiteytyä. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 135). Suolojen kiteytyminen aiheuttaa samankaltaista rapaumaa kuin pakkasrasitus. Tutkimusmenetelmät ovat siis samat kuin pakkasrapauman yhteydessä. Lisäksi betonista voidaan mitata suolojen määrä esimerkiksi kloridipitoisuus poranäytteestä.

### Lämpövanheneminen

Lämpövanhenemisellä tarkoitetaan korkeiden lämpötilojen aiheuttamia muutoksia rakennusmateriaalissa. Korkeita lämpötiloja voi aiheutua esimerkiksi tulipalossa tai teollisuusprosessin seurauksena. Tällaisessa tilanteessa betoni voi vaurioitua johtuen materiaalien erilaisista lämpölaajenemiskertoimista. Esimerkiksi tulipalotilanteessa sementtikiven ja kiviaineksen turpoamisen erot voivat aiheuttaa rakenteeseen sisäisiä jännityksiä. Tämän seurauksena tartunta heikenee ja betoni rapautuu. Lämpöliikkeet saattavat aiheuttaa betoniin myös muita ongelmia, mutta niitä käsitellään erikseen luvussa 2.1.5.

Korkeat lämpötilat voivat vaikuttaa myös materiaalien ominaisuuksiin. Kiviaines ja sementtikivi sisältävät aineita, jotka hajoavat lämmitettäessä. Tämän lisäksi betonin läpäisevyys, rakenneosan koko ja lämpötilan kasvun nopeus vaikuttavat sisäisen paineen muodostumiseen, joka syntyy materiaalien hajotessa ja veden haihtuessa. Lämpötilan kasvun vaikutus sementtikiveen riippuu hydrataatioasteesta sekä kosteustasosta. Korkea hydrataatioaste tarkoittaa vähäistä määrää kappilaarihuokosia. Tällöin betonissa on myös yleensä vähän vettä. Toisaalta se tarkoittaa myös alhaista läpäisevyyttä, jolloin sisäinen paine purkautuu hitaasti ulos. Erityisesti tämä nousee ongelmaksi korkealujuusbetoneilla, joissa läpäisevyys on hyvin alhainen. Tutkimuksissa korkealujuus betonit on saatu jopa räjähtämään. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 149, 153).

Sementin dehydrataatio käynnistyy noin 300 °C lämpötilassa, kun aluminaatit hajoavat. Samoihin aikoihin C-S-H:n sisältämä kemiallisesti sitoutunut vesi alkaa poistua. Dehydrataatio alkaa kalsiumhydroksideissa noin 500 °C:ssa ja C-S-H:n osalta vasta noin 900 °C lämpötiloissa. Nämä prosessit muuttavat oleellisesti sementtikiven ominaisuuksia. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 149). Betonin suojapeite suojaa normaalisti teräksiä korkeilta lämpötiloilta, minkä vuoksi teräkset säilyttävät melko pitkään lujuutensa. Betonipeitteen vaurioituessa, esimerkiksi halkeamien kohdalla, teräsiin voi kuitenkin kohdistua korkeita lämpötiloja jo aikaisessa vaiheessa. Terästen altistuessa korkeille lämpötiloille niiden lujuus, kimmokerroin sekä tartunta laskevat voimakkaasti (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 60). Kuumavalssatuilla teräksillä lujuus palautuu jäähtyessä, mutta kylmämuovatuilla jäännöslujuus jää selvästi alkuperäistä lujuutta alhaisemmaksi. (Haara, et al., 2018, p. 129).

Betoni voidaan valmistaa kestäväksi suuria lämpötiloja. Tällöin valitaan sideaine ja runkomateriaalit lämpöä kestäviksi sekä kasvatetaan suojapeitepaksuuksia. Rakenteen mittojen kasvataminen lisää yleisesti sen kestävyyttä korkeita lämpötiloja vastaan, koska muutokset tapahtuvat vain kuumentuneessa betonissa. Korkeissa lämpötiloissa käytettäviin rakenteisiin voidaan valita sideaineeksi esimerkiksi aluminaattisementtiä ja runkoaineeksi kevytsoraa. Aluminaattisementtiä ei kuitenkaan saa käyttää kantavissa rakenteissa. (Haara, et al., 2018, pp. 120-121).

Puristuslujuus alenee lämpötilan kasvun seurauksena. Vaikutus riippuu lämpötilan lisäksi altistumisen pituudesta. Yleisesti huononemisen raja-arvona pidetään + 95 °C. (Fillmore, 2004, p. 3). Lämpötilojen + 100...200 °C välillä betoni kutistuu veden poistuessa rakenteesta. Näillä lämpötiloilla sementtikiven lujuus saattaa joissain tapauksissa myös kasvaa tiivistymisen seurauksena. Korkeiden lämpötilojen (yli +400 °C) aiheuttamat muutokset ovat suurelta osin palautumattomia. (Haara, et al., 2018, pp. 104, 120-127). Puristuslujuutta enemmän suuret lämpötilat heikentävät kuitenkin betonin vetolujuutta sekä kimmokerrointa. Eräessä kokeessa betoninäytteitä lämmitettiin 304 °C ja 427 °C lämpötiloihin, minkä seurauksena niiden kimmokertoimet laskivat vastaavasti 20..30 % ja 50..60 % alkuperäisistä arvoista. Tutkimuksen mukaan syynä on transiiovyöhykkeen halkeilu, joka on seurausta sementtikiven ja runkoaineen käyttäytymiseroista. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 152).

Lämpövanheneminen otetaan yleensä rakenteissa huomioon palokestävyyden suunnittelussa normien mukaisesti ja asiaan paneudutaan vain tulipalon jälkeen. Erityisen kuumiin olosuhteisiin joutuvat rakenteet tulee kuitenkin suunnitella erikseen ja ottaa huomioon lämpövanheneminen.

### **Säteilyvanheneminen**

Radioaktiivinen säteily voi aiheuttaa betonissa kiviaineksen turpoamista sekä hydrolyysiä. Radioaktiivisella säteilyllä tässä tarkoitetaan esimerkiksi ydinvoimalaitosyksikön reaktorissa syntyvää neutroni- ja gammasäteilyä. Turpoaminen riippuu oleellisesti käytetystä kiviaineksestä ja sen ominaisuuksista. Turpoaminen aiheuttaa betoniin sisäistä painetta, joka saattaa rapauttaa betonia. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 43-44). Radioaktiivinen säteily voi myös aiheuttaa muutoksia materiaalien ominaisuuksissa. Muutoksia voivat olla esimerkiksi materiaalin sidosten rikkoutuminen tai materiaalin haurastuminen. Näiden seurauksena esimerkiksi betonin lujuus tai kimmokerroin voivat heikentyä. Säteilyn absorboituessa betoniin, säteilyn energia muuttuu lämmöksi, mikä voi aiheuttaa lämpövanhenemistä. Säteilyvanhenemisen yhteydessä onkin aina huomioitava myös lämpövanheneminen, ja niiden erottaminen on hyvin vaikeaa. (Fillmore, 2004, pp. 4,6).

Neutronisäteily saattaa alentaa betonin puristus- ja vetolujuutta, mutta vain hyvin suurina annoksina. Muutos on selkeämpi vetolujuuden osalta. Betonin kestävyys neutronisäteilyn vaikutuksia vastaan riippuu suhteuksesta sekä sementti- ja runkoainestyyppistä. Lisäksi oleellinen merkitys on säteilyn energiaspektrillä. (Fillmore, 2004, p. 6). Neutronisäteily voi, riittävän suurella teholla, aiheuttaa muutoksia myös teräkseen. Muutokset aiheutuvat atomien siirtyessä pois normaaleilta paikoiltaan, jolloin materiaalin rakenne muuttuu. Seurauksena terästen myötölujuus voi kasvaa. Tämän kaltaiset muutokset vaativat hyvin suuria säteilytehoja, eikä niitä välttämättä tapahdu edes reaktorirakennuksen betonirakenteissa. Säteilyvanhenemisen vaikutukset otetaankin huomioon vain niissä rakenteissa, joihin kohdistuu hyvin suuria säteilytasoja. Näitä ovat esimerkiksi reaktorin paineastia sekä paineastian ympärillä oleva betoninen biologinen suoja. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 61).

### **Eroosio ja kuluminen**

Betonipintaa kuluttavat vanhenemismekanismit voidaan jakaa kolmeen vaihtoehtoon: abraasio, eroosio ja kavitaatio. Abraasio syntyy usein lattiapintoihin, kun ajoneuvot kulkevat betonipinnan päällä. Eroosio aiheutuu nesteen ja hienoaineksen liikkeessä rakenteen pinnalla. Myös jään liikkeet voivat aiheuttaa eroosiota. (Haara, et al., 2018, p. 102). Kavitaatiota voi syntyä virtaavassa ja pyörteilevässä nesteessä. Nesteen kohdatessa esteen, siihen muodostuu alipaine, jonka seurauksena syntyy kavitaatiokuplia. Kuplien luhistuessa ne voivat aiheuttaa äkillisen ja pistemäisen rasituksen. Rasitus voi olla niin voimakas, että se rapauttaa betonin pintaa. Eroosion jäljiltä pinta on yleensä sileä, kun taas kavitaation jäljiltä pinnasta tulee karkea ja rosainen. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 41).

Sementtikiven kestävyys kuluttavien mekanismien vaikutuksille on usein alhainen. Erityisesti huokoiset betonit voivat kulua nopeasti. Kulumisen nopeus riippuu luonnollisesti rasituksen tasosta. Esimerkiksi kavitaatiota ei voi syntyä, jos nesteen virtausnopeus alittaa tietyn kynnyksarvon. Eroosion vaikutus riippuu virtausnopeuden ohella nesteen kuljettaman kiintoaineksen ominaisuuksista. Kuluttavat prosessit kohdistuvat vain rakenteen pintaan. Vanhenemismekanismin etenemiseen voidaan vaikuttaa erityisesti pinnan lujuudella ja laadulla. Betonin kulutuksenkestävyyteen vaikuttaa parantavasti myös kiviaineksen reaktio, kovuus ja suhteellinen tilavuus. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 132).

## **2.1.3 Kemiaalliset vanhenemismekanismit**

Korroosio tarkoittaa materiaalin vahingoittumista ympäristöolojen seurauksena. Betoni ja erityisesti sementtikivi voivat vanhentua veden ja sen suolojen vaikutuksesta, kun materiaalit reagoivat ympäristön aineiden kanssa. Betonin korroosio ei ole terästen tapaan galvaanista, vaan sementtikiveä liuottavaa tai muuttavaa. (Karttunen & Tuhkanen, 2003, pp. 279, 287). Erityisesti voimakkaat hapot voivat liuottaa betonin osa-aineita tehokkaasti ioninvaihtoreaktioiden avulla. Toinen mekanismi on sementtikiven hydrolyysireaktiot, jossa puhdas vesi liuottaa sementtikivistä

kalsiumyhdisteitä. Tämän seurauksena rakenteen pinnalle muodostuu usein valkoista kalkkihärmää. Kolmas merkittävä ryhmä on reaktiot, jotka muodostavat paisuvia yhdisteitä. Reaktiotuotteiden ollessa lähtöaineita suurempia, ne voivat aiheuttaa rakenteeseen sisäistä painetta. Tällöin rakenne voi rapautua samankaltaisesti kuin pakkasrapautumisen vaikutuksesta. Turpoavia aineita syntyy esimerkiksi alkalikiviainesreaktiossa. Kaikki nämä mekanismit vaativat riittävää kosteuspitoisuutta, jotta reaktio voi tapahtua ja jotta reagoivat aineet voivat kulkeutua betoniin. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 154-155).

### **Pehmeän veden liuottaminen ja hydrolyysireaktio**

Pohjavesi on kovaa vettä, eli se sisältää jonkin verran mm. klorideja, kalsiumia ja muita suoloja. Sen sijaan sade- ja sulamisvedet ovat pehmeää vettä, johon on liuenneena hyvin vähän suoloja ja kalsiumia. Pehmeä vesi voi alhaisen kalsiumpitoisuutensa vuoksi liuottaa sementtikiven kalsiumia. Tämän seurauksena sementtikiven koostumus muuttuu. Helpoiten sementtikivestä liukenee kalsiumhydroksidi, ja prosessin jatkuessa myös muut kalsiumyhdisteet voivat liueta. Liukeneminen onkin sitä suurempaa, mitä enemmän betonissa on helposti liukenevia kalsiumyhdisteitä. Periaatteessa liukeneminen jatkuu niin kauan, että tilanne saavuttaa kemiallisen tasapainon. Erityisesti virtaavassa vedessä tasapainoa ei kuitenkaan välttämättä koskaan saavuteta. (Haara, et al., 2018, pp. 131-132).

Liukeneminen on yleensä esteettinen ongelma. Prosessi aiheuttaa betonirakenteen pinnalle kalkkihärmää, kun vesi haihtuu ja kalsium reagoi ilman hiilidioksidin kanssa muodostaen kalsiumkarbonaattia. (Haara, et al., 2018, p. 132). Lopputuloksena rakenteen pinnalle jää valkoinen pintakerros. Joissain tapauksissa kalkkihärmä saattaa kuitenkin osoittaa ongelmia rakenteen kosteusteknisessä toiminnassa tai sementtipastan ominaisuuksissa. Hyvin suurissa määrin liukeneminen voi myös aiheuttaa huokoisuuden ja läpäisevyyden kasvua, mikä voi altistaa rakennetta ympäristön rasituksille. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 47). Pahimmillaan liukeneminen jatkuu niin kauan, että jäljelle jää vain silika- ja alumina-geelejä, joiden lujuus on lähes olematon (Mehta & Monteiro, 2006, p. 157). Kalkkihärmä esiintymistä voidaan visuaalisesti tunnistaa hydrolyysireaktiot sekä yleisemminkin kosteusrasituksen vaikutukset. Tarkemmin reaktion etenemistä voidaan tutkia mikrorakennetutkimuksella ohuthiestä.

### **Hapot**

Teoriassa kaikki ympäristöt, joiden pH on alle 12,5, ovat betonin kannalta aggressiivisia. Tällainen ympäristö voi aiheuttaa hydrataatituotteiden hajoamisen, kun huokosveden alkalisuus laskee. Rasituksen vaikutus riippuu voimakkaasti liuoksen pH:sta ja betonin läpäisevyydestä. Käytännössä vaikutukset on otettava huomioon vasta, kun pH laskee alle 6:n tai jos betoni on hyvin läpäisevää. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 155). Vaurioituminen perustuu happojen ja sementtikiven välisiin ioninvaihtoreaktioihin. Vaurioitumisnopeus riippuu hapon aggressiivisuuden lisäksi ainakin reagoivan hapon määrästä sekä syntyvien suolojen liukoisuudesta. Usein viimeksi mainittu muodostuu määrääväksi tekijäksi. Eräiden happojen vaikutuksesta betonin pintaan syntyy vaikealiukoinen saostumakerros, joka oleellisesti hidastaa tai jopa estää vaurion etenemisen. (Haara, et al., 2018, pp. 132-133).

Happojen vaikutuksesta aiheutuvat ioninvaihtoreaktiot voidaan jakaa kolmeen reaktiotyyppiin: liukoisten kalsiumsuolojen muodostuminen, liukenemattomien kalsiumsuolojen muodostuminen sekä magnesiumsuolojen aiheuttama rasitus. Liukenevia kalsiumsuoloja voi syntyä esimerkiksi, jos pohjavesi sisältää paljon vapaata CO<sub>2</sub>:ta. Ionienvaihto liuoksen ja sementtikiven välillä saa aikaan kalsiumsuolojen määrän kasvun. Nämä suolat voivat poistua betonista liukenevilla. Riittävän suuria hiilidioksidi pitoisuuksia esiintyy yleensä pohjavesissä, joiden pH on alle 7. Betonin reagoidessa eräiden anionien kanssa, reaktiosta voi myös syntyä liukenemattomia kalsiumin suoloja. Nämä eivät yleensä ole rakenteelle haitallisia, jos tuotteet eivät ole paisuvia yhdisteitä. Ongelmia voi myös syntyä, jos suolat pääsevät poistumaan betonista esimerkiksi eroosion vaikutuksesta. Tällöin reaktio voi jatkua loputtomiin, ja seurauksena sementtikivi menettää ominaisuutensa. Kolmantena vaihtoehtona ovat magnesiumin suolojen aiheuttamat muutokset sementtikivessä. Soveltuvia suoloja esiintyy yleisesti pohjavesissä. Pitkittyneessä rasituksessa magnesium saattaa asteittain korvata C-S-H:n kalsiumin. Lopputuloksena syntyvä magnesiumsilikaattihydraatti (Mg-S-H) ei vastaa ominaisuuksiltaan lähtöaineita, ja sementtikivi menettää täysin lujuutensa. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 157-159).

Vedessä oleva hiilidioksidi jakautuu sidottuun, suojattuun ja aggressiiviseen. Sidottu hiilidioksidi esiintyy nimensä mukaisesti sidottuna toisiin aineisiin, kuten karbonaatteina. Liuoksessa vapaana oleva hiilidioksidi jakautuu suojattuun ja aggressiiviseen osaan. Näiden välinen suhde riippuu liuoksen vetykarbonaattien määrästä. Mitä enemmän vedessä on vetykarbonaatteja, sitä suurempi osa hiilidioksidista on suojattua. Suojatun hiilidioksidin ylittävä osuus on aggressiivista eli vapaata, jolloin se voi reagoida betonin kanssa liuottaen karbonaatteja sementtikivestä. Vesi on siis sitä aggressiivisempaa, mitä enemmän vedessä on hiilidioksidia suhteessa vetykarbonaatteihin. Suomen pohjavesissä esiintyy yleensä melko vähän vetykarbonaatteja, joten pohjavedet ovat usein melko aggressiivisia. (Karttunen & Tuhkanen, 2003, pp. 216-218). Suomen pohjavesien hiilidioksidin mediaanipitoisuudet ovat tutkimusten mukaan vaihdelleet välillä 12–16 mg/l (Ahonen, et al., 2008, p. 107).

Happojen aiheuttama liukeneminen tapahtuu usein pääasiassa rakenteen pinnalta, joten se voidaan havaita silmämääräisellä tarkastuksella. Hapot voivat liuottaa rakennetta myös sisäpuolelta, erityisesti kun rakenne on hyvin läpäisevä. Tällöin hapot voivat hajottaa betonin rakenteen kauttaaltaan. Hapoille altistuvan rakenteen halkeamat tuleekin injektoida mahdollisimman nopeasti ja rakenne on syytä pinnoittaa. Uuden rakenteen kannalta pinnan tiiveydellä on suuri merkitys. Haponkestävää betonia ei kuitenkaan käytännössä voida tehdä ilman haponkestävän sementin käyttämistä. (Haara, et al., 2018, pp. 132-133). Happojen vaikutusta voidaan tutkia tarkemmin ohuthietutkimuksella, kuten pehmeän veden osalta.

### **Sulfaattit ja ettringiittireaktio**

Sulfaattien reagoidessa sementin sisältämän trikalsiumaluminaatin ( $C_3A$ ) ja sen hydrataatiotuotteiden kanssa, lopputuotteena syntyy ettringiittiä. Se on turpoava yhdiste, eli sen tilavuus on suurempi kuin reaktion lähtöaineiden. Ettringiitti on normaali yhdiste sementin hydrataation alkuvaiheessa. Silloin tilavuuden muutoksilla ei ole merkitystä, koska massa on plastisessa tilassa. Ongelma syntyy, kun reaktio tapahtuu kovettuneessa betonissa. Silloin tilavuuden kasvu aiheuttaa sisäistä painetta ja säröilyä. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 159-162). Ettringiitti voi myös kiteytyä suojahuokoihin pienentäen niiden tilavuutta (Haara, et al., 2018, pp. 133-134).

Sulfaattirasituksen aiheuttaman rapautumisen syynä on ettringiitti. Mekanismin etenemiselle on kuitenkin erilaisia teorioita. Ulkoisen sulfaattirasituksen aiheuttamana betoni voi vaurioitua ettringiittikiteiden kasvun seurauksena. Toinen mekanismi on kiteiden turpoaminen veden absorption vaikutuksesta. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 159-162). Huokosten täytteisyys voi myös altistaa rakennetta muille mekanismeille. Reaktion edetessä vaurioituminen tapahtuu usein ettringiitin ja muiden mekanismien yhteisvaikutuksesta. Sulfaattien aiheuttamaa rapautumista ei käytännössä voida visuaalisesti erottaa pakkasrapautumisesta, vaan tarvitaan hietutkimuksia. (Haara, et al., 2018, pp. 133-134). Ulkoisessa sulfaattirasituksessa betonissa voi käynnistyä myös toinen mekanismi, jonka seurauksena rakenteen koostumus ja lujuus voidaan menettää. Tätä thaumasiitti reaktiona tunnettua mekanismia käsitellään omana mekanismina.

Sulfaattien aiheuttama rasitus vaihtelee riippuen sulfaattiyhdisteestä sekä sulfaattien pitoisuudesta. Esimerkiksi kalsiumsulfaatti reagoi yleensä vain  $C_3A$ :n kanssa muodostaen ettringiittiä. Sen sijaan magnesiumsulfaatti voi reagoida kaikkien hydrataatiotuotteiden kanssa, muuttaen sementtikiven rakenteen täysin. Silloin C-S-H voi muuttua magnesiumsilikaattihydraatiksi, kuten esitetään happojen yhteydessä. Näiden lisäksi sulfaattireaktiossa voi muodostua kipsiä. Mekanismia tai vaikutuksia ei tunneta, mutta kipsi saattaa aiheuttaa betonin turpoamista. Tutkimusten mukaan kipsin muodostuminen lisääntyy, kun sulfaattien pitoisuus kasvaa. (Neville, 2004, p. 1279). Alhaisilla pitoisuuksilla ettringiitti on pääasiallinen reaktiotuote, mutta pitoisuuden kasvaessa kipsin muodostuminen lisääntyy. Suurilla pitoisuuksilla ettringiittiä ei enää muodostu. (Van Tittelboom, et al., 2013, p. 271). Tämän lisäksi pH:n laskiessa alle 11,5, ettringiitti muuttuu epästabiiliksi hahjoten kipsiksi (Neville, 2004, p. 1279).

Ulkoinen sulfaattirasitus aiheutuu usein pohjavesien vaikutuksesta. Ulkoisen sulfaattirasituksen lisäksi betoni voi kuitenkin vaurioitua myös sisäisen sulfaattirasituksen vuoksi. Sisäinen lähde syntyy usein lämpökäsitellyn betoniin. Sementin kovettumisreaktiot häiriintyvät yli 70 °C lämpötiloissa, jolloin ettringiitistä muodostuu monosulfaattihydraatteja. Monosulfaattit voivat kuitenkin kiteytyä uudelleen ettringiitiksi. Tätä kutsutaan ettringiittireaktioksi tai myöhästyneeksi ettringiitin

muodostumiseksi (DEF, engl. *Delayed ettringite formation*). (Haara, et al., 2018, pp. 133-134; Mehta & Monteiro, 2006, pp. 161-162).

DEF:n aiheuttamat vauriot tulevat näkyviin viikkojen tai jopa vuosien jälkeen rakenteen valmistumisesta. Tyypillisesti rakenne käyttäytyy alkuvaiheessa normaalisti, mutta jonkin ajan kuluttua se laajenee spontaanisti. Sisäisen sulfaattirasituksen muodostumisesta on kaksi teoriaa, jotka eroavat kiteiden muodostumisen osalta. Ettringiittikiteiden kasvun teoria esittää, että sementtikivi rikkoutuu, kun transiiovyöhykkeelle muodostuneet kiteet kasvavat. Toinen teoria on ehdottaa, että ettringiitti kiteytyy sementin mikrohalkeamiin ja koloihin kiviaineksen ympärillä. Tämän kaltainen kiteiden jakauma aiheuttaisi likimäärin homogeenisen sementtikiven turpoamisen. (Menendez, et al., 2013, pp. 62-63).

Sulfaattirasituksen aiheuttaman vaurion ehtona on rakenteen korkea kosteuspitoisuus. Lisäksi sementtikiven tulee yleensä sisältää riittävästi aluminaatteja, eli sulfaattien kanssa reagoivaa ainetta. Yleisesti sulfaattiresistanssit portlandsementit sisältävät vain 0 - 5 % C<sub>3</sub>A:ta. Lisäksi rakenteen läpäisevyydellä on suuri merkitys. Erityisesti ulkoista sulfaattirasitusta voidaan hillitä tiiviillä ja halkeilemattomalla betonipinnalla. Halkeamien ja huokosten kautta sulfaatit voivat tunkeutua syvälle rakenteeseen ja aiheuttaa jatkuvan rasituksen. Tiiviillä betonilla tarkoitetaan erityisesti alhaista vesisementti-suhdetta sekä korkeaa hydrataatioastetta. (Haara, et al., 2018, pp. 40, 133). Esimerkiksi perustukset ja tukimuurit ovat tyypillisesti sulfaattirasitukselle alttiina. Suurimmat ongelmat esiintyvät rakenteissa, joissa toinen puoli altistuu sulfaateille ja haihtuminen tapahtuu toisaalla. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 48-49).

Kloridit voivat ehkäistä tai vähentää ettringiitin vaikutuksia. Kloridit estävät turpoavien aineiden muodostumista ja lisäävät niiden liukoisuutta, joten ne suojaavat betonia vaurioilta. Toisaalta kloridit tunkeutuvat betoniin syvemmälle ja aiheuttavat terästen korroosiota. Ettringiitin vakausta riippuu kloridien lisäksi ainakin ympäristön alkalisuudesta. (Karttunen & Tuhkanen, 2003, p. 290).

### Thaumasiitti

Sulfaattirasitus voi aiheuttaa betonissa ettringiitin lisäksi thaumasiitin muodostumista. Thaumasiitti sulfaatti rasitus (TSA, engl. *thaumasite sulfate attack*) voi muuttaa betonin rakenteen pehmeäksi massaksi, jolla ei ole lainkaan lujuutta. Thaumasiitti reaktion syntymisen vaatii riittävästi kosteutta sekä sulfaatti- ja karbonaatti-ioneja. Yleensä reaktio tapahtuu vain alhaisissa lämpötiloissa (0 - 10 °C), mutta thaumasiittia voi muodostua jopa 25 °C lämpötilassa. Thaumasiitti muuttuu epästabiiliksi lämpötilan ylittäessä noin 28 °C. Reaktion kannalta suotuisin ympäristö onkin viileä, kostea ja alkalinen, eli esimerkiksi maanalaiset rakenteet kuuluvat suurimpaan riskiryhmään. Thaumasiittia havaittiin betonissa ensimmäisen kerran vuonna 1965 ja seuraavan kerran vuonna 1994. Viimeisten vuosikymmenten aikana thaumasiittia on tutkittu laajasti. (Menendez, et al., 2013, pp. 60, 261, 277).

Reaktion etenemiselle on olemassa sekä suora että epäsuora reitti, joista jälkimmäinen on yleisempi. Tällöin sulfaatit reagoivat ensin betonin aluminaattien kanssa muodostaen ettringiittiä. Syntynyt ettringiitti reagoi C-S-H:n ja karbonaattien kanssa, jolloin muodostuu thaumasiittia. Vaurioituneessa betonissa yleensä löydetäänkin sekä ettringiittiä että thaumasiittia. Reaktion eteneminen vähentää ettringiitin määrää huokosissa, eli reaktio voi kuluttaa ettringiitin loppuun. Reaktio eteneekin yleensä epäsuoraa reittiä niin kauan kuin ettringiittiä on saatavilla. Ettringiitin loppuessa thaumasiittia voi kuitenkin muodostua myös suoraa reittiä. Tällöin thaumasiitti muodostuu C-S-H:n ja karbonaattien reagoidessa sulfaatti-ionien kanssa. (Bassuoni & Rahman, 2014).

Thaumasiitin rakenne on ettringiitin kanssa samankaltainen ja molemmilla on taipumus turvota. Thaumasiitti on kuitenkin jälkimmäistä vaarallisempi, koska sen muodostuminen hajottaa C-S-H:ta. Kalsiumsilikaattihydraatti vastaa pääasiassa sementtikiven lujuudesta, joten sen hajoaminen rikkoo sementtikiven rakenteen. Lopulta sementtikivi menettää täysin lujuutensa ja sisäisen rakenteensa. Reaktion jatkuessa betoni muuttuu lopulta pehmeäksi massaksi. (Menendez, et al., 2013, p. 61).

Thaumasiitin muodostuminen ja rakenteen vaurioituminen riippuu sekä ympäristön että betonin ominaisuuksista. Reaktion syntymisen edellytyksenä ovat sulfaatit ja karbonaatit voivat kul-

keutua rakenteeseen ulkoisesta lähteestä tai ne voivat syntyä sisäisesti. Betonin valinnoilla, pääasiassa vesisementti-suhteella ja hydrataatio asteella, voidaan vaikuttaa erityisesti ulkoiseen rasitukseen. (Bassuoni & Rahman, 2014). Sulfaatin kestävä sementin käyttäminen ei estä thaumasiitin muodostumista. Tavanomaisen sulfaattirasituksen sijaan thaumasiitin kohteena ovat sementtikiven C-S-H-yhdisteet. (Van Tittelboom, et al., 2013, p. 277). Sulfaattiresistanssi sementti saattaa kuitenkin estää thaumasiittia muodostumasta epäsuoraa reittiä, jolloin se hidastaa vaurioiden syntymistä. Lisäksi korvaamalla sementtiä seosaineilla voidaan vähentää thaumasiitin aiheuttamia ongelmia. Esimerkiksi korvaamalla 50 % sementistä masuunikuonalla saadaan betonista hyvin thaumasiittia kestävä. (Bassuoni & Rahman, 2014).

Thaumasiitti voi muodostua myös ilman ulkoista sulfaattirasitusta. Betonin karbonatisoituminen voi hajottaa betonissa luonnostaan olevia ettringiittejä, vapauttaen betoniin sulfaatteja. Lisäksi karbonatisoitumisen seurauksena C-S-H voi hajota vapauttaen silikaa. Näin vapautuvien yhdisteiden reagoidessa voi syntyä thaumasiittia. (Van Tittelboom, et al., 2013, p. 277).

Tutkimusten mukaan magnesiumsulfaatti on vaarallisin yleisesti esiintyvistä yhdisteistä. Magnesiumsulfaatin reagoidessa sementtikiven kanssa syntyy thaumasiitin ja kipsin lisäksi brusiittia. Brusiitti esitellään tarkemmin meriveden vaikutusten yhteydessä. Reaktion edetessä thaumasiitti ja brusiitti voivat poistua rakenteesta, jolloin betonin huokosiin jää jäljelle vain kipsiä ja ettringiittiä. Tällöin voidaan virheellisesti olettaa vaurioiden syntyneen vain ettringiitin vaikutuksesta. Kloridi-ionit voivat hidastaa vaurioiden syntymistä myös thaumasiitin osalta. Kloridi-ionit vaikuttavat thaumasiittiin osittain samoin kuin ettringiittiin. Tutkimuksilla ei ole saatu varmuutta thaumasiitin liukoisuuden muuttumisesta kloridipitoisuuden kasvaessa, mutta ettringiitin perusteella näin voidaan olettaa. Vielä enemmän kloridien vaikutus näkyy huokosveden pH:n alentumisena. Thaumasiitti muuttuu epästabiiliksi ja hajoaa pH:n ollessa alle 10,5. Lisäksi tutkimuksessa on todettu, että pH 12,5 on vaatimuksena thaumasiitin muodostumiselle. (Bassuoni & Rahman, 2014).

### Alkalikiviainesreaktio

Alkalikiviainesreaktio (AKR) tarkoittaa reaktiota, joissa betonin kiviaines reagoi huokosveden alkalien kanssa. Reaktion vaatimuksena on, että kiviaines sisältää alkalireaktiivisia mineraaleja. Lisäksi reaktio vaatii korkeaa kosteus- ja alkalipitoisuutta. Alkalikiviainesreaktio jaetaan usein kolmeen alalajiin, vaikka reaktiomekanismi saattaa olla kaikkien osalta sama. Selvästi yleisin on alkalipiidioksidireaktio (ASR, engl. *Alkali-Silica Reaction*). Tämän lisäksi on olemassa alkalisilikaattireaktio (engl. *Alkali-Silicate Reaction*) ja alkalikarbonaattireaktio (ACR, engl. *Alkali-Carbonate Reaction*). Alkalisilikaattireaktiota pidetään nykyään ASR:n hitaana tai myöhästyneenä versiona, joten sitä ei yleensä käsitellä erikseen. Alkalikarbonaatti- ja alkalipiidioksidireaktioiden erona on reagoiva mineraali, joka myös vaikuttaa reaktion etenemiseen. ACR:ssä reagoiva mineraali on esimerkiksi kalsiumkarbonaatti, kun ASR:n tapauksessa reaktiot tapahtuvat heikosti kiteytyneiden piidioksidien kanssa. (Godart, et al., 2013, p. 14; Pyy, et al., 2012, pp. 5-6,12).

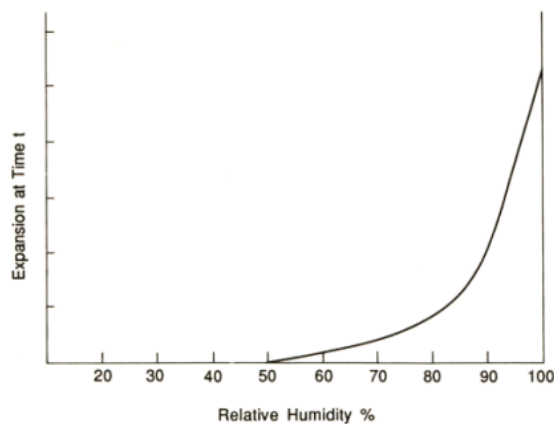
Alkalipiidioksidireaktio tapahtuu betonin huokosveden alkalien, reagoivaa piidioksidia sisältävän kiviaineksen sekä hydroksyyli-ionien välillä. Ensimmäisessä vaiheessa reaktiosta syntyy alkalista silikaattigeeliä. Reaktion nopeus riippuu piidioksidin muodosta sekä huokosveden alkalihydroksyyli-pitoisuudesta. Seuraavassa vaiheessa huokosvedessä olevat kalsium-ionit tunkeutuvat geeliin, muuttaen sen kalsiumsilikaattigeeliksi. Usein puhutaan myös alkali- tai alkalipiigeeleistä. Geelin absorboidessa vettä se paisuu voimakkaasti. Tämän seurauksena betoni halkeilee. Kiviaineksen reagointi riippuu piidioksidin sisäisestä epäjärjestyksestä sekä mineraalien pinta-alasta. (Pyy, et al., 2012, pp. 5-6). Reagoivia mineraaleja voivat sisältää mm. juonteinen gneissi, kvartsiitti sekä gneissit. Reaktiivisia kiviaineksia tarkastellaan laajemmin luvussa 3.2.3.

Alkalikarbonaattireaktio syntyy alkalisen huokosveden reagoidessa savipitoisen dolomiittikiven kanssa. Reaktion aiheuttama turpoaminen tapahtuu saven mineraalien imiessä vettä. (Pyy, et al., 2012, p. 6). ACR:n arviointi kiviainesten perusteella on hyvin haastavaa, koska kaikki reagoivat mineraalit eivät aiheuta paisumista. Reaktiossa ei silmämääräisesti tarkasteltuna ilmene geelin muodostumista, mutta tarkkojen tutkimusten mukaan kalsiumsilikaattigeeliä saattaa syntyä pieniä määriä. Tämän perusteella oletetaan, että karbonaattireaktion turpoaminen saattaa pohjimiltaan johtua samasta mekanismista kuin ASR. (Godart, et al., 2013, p. 15).

Portlandsementin alkalit koostuvat pääasiassa natriumin (Na) ja kaliumin (K) oksideista. Tämän lisäksi huokosvedessä voi esiintyä pieniä määriä muita alkaleja esimerkiksi ympäristön rasiuksista johtuen. Mitä suurempi on alkalien määrä betonissa, sitä todennäköisempää on alkalikiviainesreaktio. Suurilla pitoisuuksilla myös pysyviksi oletetut piidioksidit voivat reagoida, ja aiheuttaa turpoamista. Toisaalta, mitä reaktiivisempaa kiviaines on, sitä pienemmillä alkalipitoisuuksilla reaktio on mahdollinen. Alkalisuutta määritettäessä tuleekin huomioida kaikki betonin osa-aineet sekä mahdollinen ulkoinen alkalilähde. Alkalipitoisuus lasketaan ekvivalenttina natriumoksidipitoisuutena, jossa huomioidaan kaikki alkalioksidit painotettuina niiden moolimassoilla. Tavanomaisen sementin osalta huomioidaan yleensä vain natriumin ja kaliumin oksidit. (Godart, et al., 2013, pp. 13-14). AKR:n rajoittamiseksi voidaan käyttää alhaisalkalisementtiä, jonka kokonaisalkalimäärä on alle 0,6 %. Tämäkään ei täysin estä reaktion syntymistä. Suomessa ei ole normistoa tai ohjeita alkalikiviainesreaktiosta tai sen hallinnasta. (Pyy, et al., 2012).

Lahdensivu & Hussain (2015) tutkivat Etelä-Suomen siltojen tilannetta alkalikiviainesreaktion osalta. Kaikki tutkimuksessa havaitut AKR tapaukset ovat aiheutuneet alkalipiidioksidireaktion seurauksena. Reagoineissa silloissa on 77 %:ssa käytetty portlandsementtiä. Toiseksi yleisin reagoinut sementti on masuunikuonasegmentti, jota on käytetty 15 %:ssa silloista. Toisaalta on syytä huomata, että masuunikuonasegmentti sisältää vähintään 50 % portlandsementtiä. Suomalaisen portlandsementin alkalipitoisuus onkin tyypillisesti noin 0,80–0,95 %, joka on selvästi ulkomaisia ohjearvoja korkeampi. Tämä tarkoittaa, että tavanomaista Suomalaista sementtiä käytettäessä alkalikiviainesreaktio on ainakin periaatteessa mahdollinen.

Alkalipitoisuuden lisäksi kosteuspitoisuudella on suuri merkitys vaurioiden syntymiseen. Kuvasta 7 nähdään, että turpoaminen on hyvin vähäistä, kun suhteellinen kosteus RH on alle 80 %. Alle 50 % suhteellisessa kosteudessa turpoamista ei tapahdu ollenkaan. Käytännössä AKR:n aiheuttamat vauriot vaativatkin yli 80 % suhteellista kosteutta. (Godart, et al., 2013, p. 16). Kosteuden lisäksi myös ympäristön lämpötilalla on vaikutusta reaktionopeuteen. Lämpötilan noustessa reaktio kiihtyy, ja alhaisessa lämpötilassa reaktio voi kokonaan pysähtyä. (Pyy, et al., 2012, p. 7).

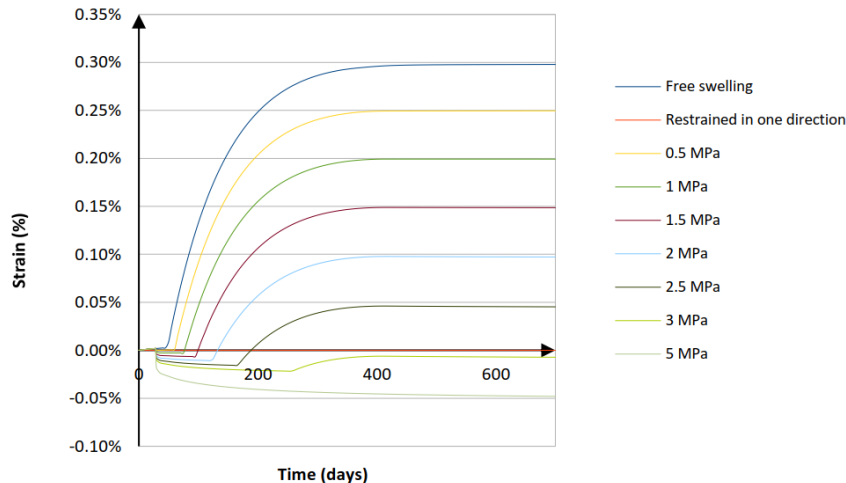


**Kuva 7.** Suhteellisen kosteuden vaikutus ASR turpoamiseen (Godart, et al., 2013, p. 16)

AKR:n aiheuttamat vauriot muistuttavat pakkasrapautuman aiheuttamia vaurioita, ja niiden erottaminen toisistaan on usein vaikeaa ilman laboratoriotutkimuksia. Pakkasrapautuman aiheuttama vaurio on yleensä voimakkainta lähellä rakenteen pintaa ja säröt ovat yleensä pinnan tason suuntaisia. Alkalikiviainesreaktiossa rakenteeseen syntyy tasaisempi halkeiluverkosto, koska turpoaminen syntyy syvemmillä betonissa. AKR:n edetessä rakenteen pintaan syntyy tiheää ja epä säännöllistä halkeilua. Usein rakenteen pintaan ja halkeamiin tihkuu reaktiossa syntyynyttä alkali-geeliä ja pinnasta tulee laikukas. (Pentti, et al., 2013, pp. 35-36). Myös sulfaattirasitus voi aiheuttaa samankaltaista pinnan halkeilua. Rapauman syy onkin tutkittava ohuthienäytteellä, jotta nähdään rapauman aiheuttaja. Alkalikiviainereaktion osalta näytteestä voidaan tutkia myös sementin alkalisuutta, kiviaineksen herkkyyttä alkaleille sekä syntyneiden vaurioiden olemassaoloa. AKR voidaan varmistaa, vain jos ohuthiessä esiintyy alkali-geeliä. (Pyy, et al., 2012, p. 9).



Alkalikiviainesreaktion eteneminen ei kuitenkaan välttämättä aiheuta rakenteen pinnan halkeilua. Rakenteen pinta voi säilyä ehjänä, jos rakenteeseen kohdistuu riittävä puristava voima esimerkiksi yläpuolisista rakenteista tai esijännitys teräksistä. Kuvasta 8 nähdään miten puristava voima pienentää turpoamista suhteessa vapaaseen turpoamiseen (engl. free swelling). Turpoaminen vähenee kuitenkin vain voiman suunnassa. Ulkoisen kuorman vaikutuksesta geelin tulee muodostaa suurempi voima ennen kuin rakenne halkeaa turpoamisen seurauksena. Tämä vähentää ongelmia sekä siirtää niitä ajallisesti kauemmas. Jos ulkoinen voima poistetaan, rakenne turpoaa äkillisesti. Silloin lopullinen muodonmuutos vastaa likimäärin vapaan turpoamisen aiheuttamaa muodonmuutosta. Tällainen tilanne voi syntyä esimerkiksi otettaessa poranäytteitä rakenteista. Porauskohta voi näyttää ehjältä ennen poraamista, mutta irrotuksen jälkeen näytteessä onkin halkeilua. (Morenon, et al., 2017, pp. 21-24).



**Kuva 8.** Puristavan voiman vaikutus ASR turpoamiseen (Morenon, et al., 2017, p. 22)

### Biologinen rasitus

Betonirakenteen biologiset rasitukset muodostuvat mikro- ja elävien organismien vaikutuksesta. Pääasiassa biologiset rasitukset aiheuttavat vain esteettistä haittaa. Tietyissä oloissa organismien kasvu ja niiden tuottamat entsyymit voivat kuitenkin johtaa rakenteen turmeltumiseen. Vaikutus syntyy yleensä esimerkiksi suojabetonin kulumisen tai huokoisuuden kasvun kautta. Lisäksi biologiset rasitukset voivat altistaa rakennetta muille vanhenemismekanismeille. Useimmiten betonia vaurioittavat mikro-organismit ovat bakteereja tai mikroskooppisia sieniä, jotka esiintyvät rakenteen pinnalla, halkeamissa tai huokosissa. Kukin organismi tuottaa kuitenkin erilaisen rasituksen, eikä yleisiä periaatteita voida esittää. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 54-55). Toisaalta, vaikutukset perustuvat usein kemiallisiin reaktioihin, kuten sulfaatteihin, joiden vaikutuksia on esitetty jo edempänä.

Bakteerien ominaisuuksia voidaan myös hyödyntää. Erityisesti niitä voidaan käyttää tukkimaan betoniin muodostuneita halkeamia. Bakteereilla voidaan esimerkiksi lisätä kalsiumkarbonaatin saostumista ja siten parantaa halkeamien itse tiivistymistä. Bakteerit toimivat reaktiossa katalyyttinä muuttaen sementtikiven osa-aineita soveltuviksi täyteaineiksi. Sopivilla betonin lisäaineilla voidaankin betonirakenteesta saada itsestään korjautuva. Haasteena on kuitenkin bakteerien rajallinen elinikä. (Mihashi & Nishiwaki, 2012, p. 176). Lisäksi vastaavia aineita voidaan myös käyttää rakenteen korjausinjektioinneissa (Sangadji, et al., 2013, p. 4).

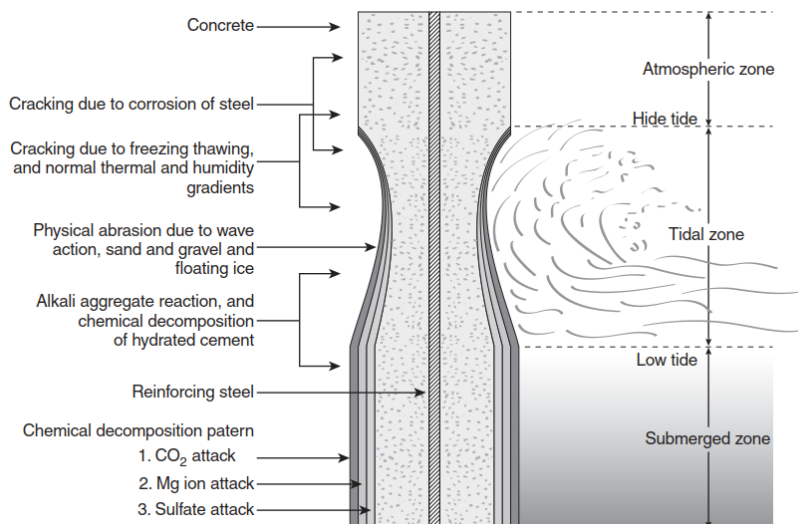
### Meriveden vaikutus

Merivesi muodostaa betonirakenteen säilyvyyden kannalta monimutkaisen ympäristön. Luokun ottamatta aaltojen vaikutusta, voidaan näitä periaatteita soveltaa myös muihin suolaisiin vesiin kuten pohjavesiin. Meriveden ominaisuuksista sulfaatti-, magnesium- ja kloridi-ionit ovat yleensä haitallisimpia. Sulfaatti- ja magnesiumionit voivat muuttaa ja rapauttaa sementtikiveä esimerkiksi ettringiitin muodostumisen seurauksena. Kloridi-ionit voivat vähentää ettringiitin vaikutuksia, mutta toisaalta ne aiheuttavat voimakkaasti terästen korroosiota. Lisäksi aaltojen ja jään

erosio voi kuluttaa rakenteen pintaa. Meriveden kaltaisessa monimutkaisessa ympäristössä onkin aina tarkasteltava rakenteen ikääntymistä kokonaisuutenaan, eikä vain yksittäisen mekanismin kautta. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 187).

Vanhenemismekanismien kohdistuminen rakenteen eri osiin suhteessa merivedenpintaan esitetään kuvassa 9. Rakenteen yläosa on ilmastovyöhykkeellä, eli aallot eivät aiheuta siihen eroosiota. Rakenne altistuu kastumiselle ja kuivumiselle, minkä lisäksi kloridit rasittavat betonia. Yläosan vanhenemismekanismeista tärkeimpiä ovatkin pakkasrapautuminen ja terästen kloridikorroosio. Lisäksi ainakin suolojen kiteytyminen ja AKR on mahdollisia vanhenemismekanismeja. (Mehta & Monteiro, 2006, p. 193).

Rakenteen kovimman rasitukset kohdistuvat kuitenkin vuorovesivyöhykkeelle, johon kohdistuvat sekä ilmasto- että vedenalaisen vyöhykkeen vanhenemismekanismit. Lisäksi vyöhykettä rasittaa aaltojen ja jään eroosio, joka on usein kloridikorroosion kanssa suurin ongelma. Näiden lisäksi AKR ja meriveden kemialliset yhdisteet vaikuttavat sementtikiven ominaisuuksiin. Meriveden ja sementtikiven kemiallisia reaktioita esitetään tarkemmin vedenalaisen vyöhykkeen yhteydessä. Pinnan kuluminen ja rakenteen läpäisevyyden kasvu helpottavat aggressiivisten aineiden kulkeutumista betonin sisälle ja siten kiihdyttävät vaurioitumista. Lisäksi betonin laatu on yleensä vuorovesivyöhykkeellä ja sen yläpuolella huonompaa, kuin vedenalaisessa osassa. Vedenalaisen osan hydrataatio on todennäköisesti edennyt pidemmälle, joten se on yleensä tiiviimpää. Tästä seuraa, että rakenne vaurioituu helpommin yläosastaan. (Salparanta, 1987, p. 16; Mehta & Monteiro, 2006, p. 193).

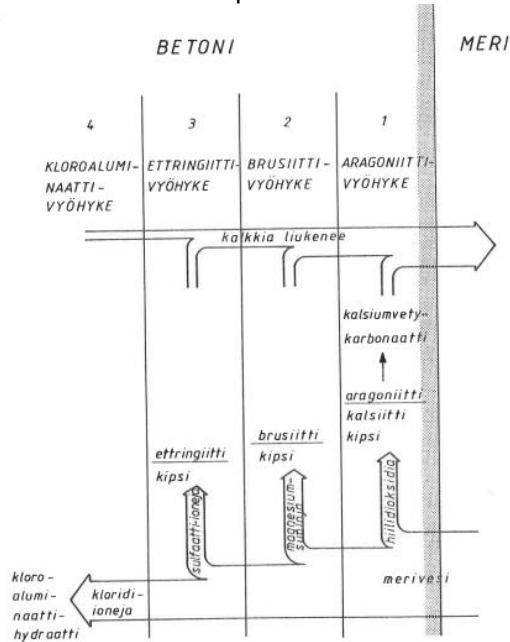


**Kuva 9.** Meriveden vaikutukset betoniin (Mehta & Monteiro, 2006, p. 194)

Vedenalaiseen vyöhykkeeseen kohdistuu pääasiassa kemiallisia vanhenemismekanismeja. Mekanismit jakautuvat kuvassa 10 esitettäviin vyöhykkeisiin. Arangonittivyöhykkeellä veteen liuennut hiilidioksidi reagoi betonin kalsiumyhdisteiden kanssa. Reaktiossa muodostuu arangoniittia, joka saostuu betonin pintaan. Tämän seurauksena pinnan läpäisevyys pienenee. Samalla betonista liukenee kalkkia meriveteen. Saostumaa ei kuitenkaan synny, jos vesi sisältää huomattavan paljon hiilidioksidia. Silloin myös arangoniitti liukenee veteen ja betonin läpäisevyys kasvaa. Brusiittivyöhykkeellä reagoivat meriveden magnesiumsuolat. Reaktiotuotteena syntyy kipsiä, joka liukenee betonista kalkkina. Samalla betonin huokosiin saostuu brusiittia eli magnesiumhydroksidia. Tämän seurauksena betonin läpäisevyys laskee. Meriveden suolaisuuden lisääntyessä sekä kalkki että brusiitti muuttuvat liukoisemmiksi, jolloin ne poistuvat rakenteesta. Kloridit voivat siis lisätä betonin läpäisevyyttä brusiittivyöhykkeellä. (Salparanta, 1987, pp. 11-16)

Kolmannella vyöhykkeellä sulfaatti reagoi betonin osa-aineiden kanssa muodostaen kipsiä ja ettringiittiä. Helppoliukoisena kipsi liukenee betonista. Ettringiitti voi aiheuttaa betoniin rikkovaa painetta, kuten esitettiin sulfaattirasituksen yhteydessä. Kloridit kuitenkin lisäävät ettringiitin liukoisuutta, ja vähentävät siten sen turmelevaa vaikutusta. Klorideilla ei kuitenkaan välttämättä voida kokonaan estää sulfaatin vaikutusta, jos olot ovat muuten mekanismeille otolliset. Ettringiitin

vaikutuksesta betoni voi halkeilla ja sen läpäisevyys kasvaa. Ettringiittivyöhykkeen takana betonista liukenee kalkkia ja kloridit jatkavat tunkeutumistaan kohti teräksiä. Terästen kloridikorrosio alkaa, kun kriittinen kloridipitoisuus saavutetaan. (Salparanta, 1987, pp. 11-16).



**Kuva 10.** Meriveden kemialliset vaikutukset (Salparanta, 1987, p. 12)

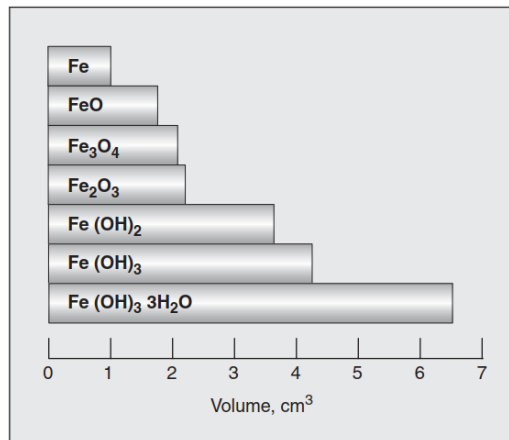
Betonin pintakerrokset siis suojaavat rakennetta, kun aragoniitti ja brusiitti alentavat betonin läpäisevyyttä. Läpäisevyys pienenee, kun aineet saostuvat betoniin pienentäen sen huokoisuutta. Toisaalta meriveden koostumus voi estää pinnan tiivistymisen, jos vedessä on paljon hiilidioksidia tai klorideja. Ettringiitin aiheuttama sisäinen paine ja siitä johtuvat halkeamat lisäävät betonin läpäisevyyttä. Kuitenkin korkea kloridipitoisuus saattaa muuttaa ettringiitin rakennetta turpoamattomaksi (Santhanam, 2013, p. 80). Ettringiitti ei tästä syystä yleensä aiheuta vaurioita merivesi rakenteissa. Turpoamaton ettringiitti voi tällöin myös osaltaan tiivistää betonia, jos se ei liukene betonista. Kaikilta vyöhykkeiltä liukenee kalkkia meriveteen, mikä muuttaa sementtikiven rakennetta. Lisäksi alkalikiviainesreaktio voi turmella betonirakennetta, jos rakenteessa on reagoivaa kiviainesta (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 54). Yleensä meriveden ja sementin väliset reaktiot eivät saa aikaan rakenteen vaurioitumista, koska reaktiotuotteet aragoniitti, brusiitti ja ettringiitti ovat liukenemattomia. Näin ollen niillä on rakennetta tiivistävä vaikutus, jolloin merivesi ei pääse tunkeutumaan rakenteeseen. Suojaava vaikutus voi kuitenkin syntyä vain jatkuvasti veden alaisissa rakenteissa. Vuorovesivyöhykkeellä reaktiotuotteet poistuvat rakenteesta aaltojen ja jään eroosion vaikutuksesta. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 193-194).

Masuunikuona parantaa betonin meriveden kestävyttä pienentämällä vapaan kalkin määrää ja kasvattamalla diffuusiovastusta. Lisäksi huokoskoon pienenemisestä aiheutuva läpäisevyyden lasku saattaa vaikuttaa positiivisesti. Masuunikuona estää tiiviin brusiittikerroksen muodostumisen, mutta parantaa betonin kestävyttä pakka-suolarasitusta vastaan. Nämä vaikutukset havaitaan kuitenkin vain, jos kuonan osuus on betonissa suuri. (Salparanta, 1987, pp. 18-19). Myös esimerkiksi pozzolaani parantaa betonin säilyvyyttä, koska betoni sisältää vähemmän sitomattomaa kalsiumhydroksidia. Tällöin liukenevan kalkin määrä pienenee ja materiaali säilyttää ominaisuutensa paremmin. Oleellisin vaikutus rakenteen kestävyydelle on kuitenkin betonin läpäisevyys. Halkeamilla on vaurioitumista kiihdyttävä vaikutus, koska merivesi pääsee helpommin vaikuttamaan betonin sisäosiin. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 188-193).

## 2.1.4 Terästen korrosio

Teräkset pyrkivät luonnostaan muuttumaan takaisin luonnollisiksi yhdisteiksi kuten rautaoksidi- ja rautakloridi. Tätä sähkökemiallista ilmiötä kutsutaan raudituksen korroosioksi eli ruostumiseksi. Korrosioreaktiossa rakenteeseen syntyy joko eri metallien tai saman metallin eri osien välille potentiaaliero, jonka seurauksena käynnistyvät anodi- ja katodireaktiot. Reaktio vaatii sekä vettä että happea edetäkseen. (Haara, et al., 2018, pp. 108-109). Reaktion seurauksena syntyvä ruoste on

tilavuudeltaan suurempi kuin lähtöaineiden tilavuus. Kuvassa 11 esitetään korroosiotuotteiden tilavuuksia suhteessa puhtaaseen rautaan. Tämän lisäksi tietyt yhdisteet voivat turvota veden absorption seurauksena. Tämä ruosteen aiheuttama turpoaminen johtaa lopulta betonin halkeiluun ja lohkeamiin. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 177-179).



**Kuva 11.** Teräksen korroosion aiheuttama tilavuuden kasvu (Mehta & Monteiro, 2006, p. 178).

Terästen korroosio voidaan jakaa käynnistys- ja etenemisvaiheeseen (Köliö, 2016, p. 20). Käynnistymisvaiheen aikana terästen passiivisuus katoaa. Tyypillisesti tämä tapahtuu karbonatisoitumisen tai kloridien vaikutuksesta. Käynnistymisvaiheen osalta mekanismit poikkeavat oleellisesti toisistaan. Seuraavissa alaluvuissa tarkastellaan mekanismeja pääasiassa käynnistymisvaiheen osalta. Etenemisvaiheessa teräkset tosiasiallisesti ruostuvat ja rakenteen kantavuus heikkenee. Korroosion käynnistymismekanismi vaikuttaa etenemisen osalta ainakin reaktion nopeuteen. Usein laskelmissa oletetaan kloridikorroosion osalta, että raudoitteiden käyttöikä päättyy, kun kriittinen kloridipitoisuus saavutetaan terästen tasolla. (Maage, et al., 1996). Sen sijaan karbonatisoitumisen aiheuttaman korroosion tapauksessa raudoitteilla voi aktiivisesta korroosiosta huolimatta olla jopa kymmeniä vuosia käyttöikää jäljellä (Köliö, 2016, p. 53).

Korroosion nopeuteen sekä karbonatisoituneessa että kloridipitoisessa betonissa vaikuttaa lisäksi huokosverkoston kosteuspitoisuus. Reaktio voi alkaa, kun suhteellinen kosteus ylittää 65–70 %. Nopeus kasvaa voimakkaasti suhteellisen kosteuden ylittäessä 80 %. Kosteuspitoisuuden laskiessa alle kynnyksarvon reaktio pysähtyy. Lisäksi reaktionopeus riippuu ainakin rakenteen lämpötilasta, kloridipitoisuudesta, tiiviyydestä sekä suojabetonipeitteen paksuudesta. (Pentti, et al., 2013, pp. 26-27).

Korroosion edetessä terästen poikkileikkaus pienenee asteittain. Tämän seurauksena teräsiin kohdistuu materiaalikatoa, koska ruoste ei enää toimi osana betonin raudoitusta. Raudoituksen lujuus riippuu käytetystä materiaalista ja määrästä. Toimivan teräspoikkileikkauksen pieneminen heikentää siis rakenteen kantavuutta. (Haara, et al., 2018, pp. 104 ja 108-109). Terästen korroosio vaarantaa rakenteiden turvallisuuden yleensä vasta, kun reaktio on edennyt pitkälle. Tätä ennen havaitaan rakenteen pinnalla ruostevalumia sekä pinnan halkeilua. Näitä merkkejä voidaan pitää ennakkovaroituksena. Joskus kuitenkin rakenne saattaa vaurioitua nopeasti ilman ennakolta havaittuja korroosion merkkejä. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 60).

Tavallisesti betoni suojaa raudoitteita antamalla niille sekä fysikaalisen että kemiallisen suojan. Kemiallinen suojaus perustuu betonin emäksisyyteen ja raudan kykyyn passivoitua emäksisessä ympäristössä. Betonin pH on normaalisti noin 13...14, mutta se voi esimerkiksi karbonatisoitumisen seurauksena laskea. Kynnyksarvon alapuolella terästen passiivisuus katoaa ja korroosio voi alkaa. Fysikaalinen suojaus perustuu korroosiota aiheuttavien aineiden, kuten veden ja kloridien, eristämiseen teräksistä. Pääasiassa tämä tarkoittaa suojabetonipeitteitä. Betonipeitteiden tulee olla ympäristön rasituksiin nähden riittävän paksuja ja tiiviitä, jotta ne suojaavat teräksiä rakenteen käyttöajan ajan. Raudoitteita voidaan suojata myös esimerkiksi pinnoittamalla rakenne, käyttämällä ruostumattomia raudoitteita tai katodisella suojauksella. (Haara, et al., 2018, pp. 108-109).

## Karbonatisoituminen

Betonin karbonatisoituminen tapahtuu hiilidioksidin reagoidessa betonin kalsiumhydroksidin kanssa, mistä syntyy kalsiumkarbonaattia. Tämän seurauksena betonin huokosveden pH laskee, mikä heikentää terästen passiivikalvoa. Korroosion kannalta raja-arvona pidetään noin pH 9,5, mutta korroosio kiihtyy merkittävästi, kun pH alittaa 8:n. Karbonatisoitumisen muita vaikutuksia ovat betonin lujuuden paraneminen, läpäisevyyden pieneneminen sekä suurempi taipumus kuivumisen aiheuttamille halkeamille. Nämä muutokset tapahtuvat kuitenkin vain reagoineessa betonissa, joten niiden vaikutus on vähäinen. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 59).

Kaikki ilmakehän hiilidioksidin kanssa kosketuksissa olevat betonipinnat karbonatisoituvat. Reaktion nopeus riippuu rakenteesta, ympäristöstä sekä ajasta. Karbonatisoituminen etenee kohdallaisen tasaisena rintamana pinnalta alkaen. Rakenteen poikkileikkaukseen muodostuu raja, jonka sisäpuolella on reagoimatonta ja ulkopuolella reagoineutta betonia. Reaktio hidastuu ajan myötä, koska hiilidioksidin tunkeutuminen syvälle betoniin kestää kauemmin. (Haara, et al., 2018, pp. 111-114). Lisäksi betoniin tunkeutuvan hiilidioksidin määrä on suhteellisen vähäinen, koska ilman hiilidioksidipitoisuus on alhainen. Reaktion eteneminen riippuu reagoivan aineen määrästä, eli tässä tapauksessa hiilidioksidista. Rakenteen ikään tai hiilidioksidin määrään ei kuitenkaan juurikaan voida vaikuttaa. Karbonatisoitumisen hallinnan kannalta oleellisempia ovatkin betonin läpäisevyys ja kosteusolot. Betonin läpäisevyys vaikuttaa suoraan siihen, miten helposti kaasut pääsevät tunkeutumaan betoniin. Karbonatisoitumisen vähentämiseksi betonin tulee olla tiivistä, joka tarkoittaa alhaista vesisementti-suhdetta sekä korkeaa hydrataatioastetta. Lisäksi reaktio vaatii edetäkseen sopivan kosteuspitoisuuden. Kuivassa tai täysin määrässä betonissa karbonatisoituminen ei etene. Optimaalinen tilanne reaktiolle on suhteellisen kosteuden ollessa noin 60–65 %, mutta reaktio voi edetä suhteellisen kosteuden vaihdellessa 50–75 % välillä. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 59).

Betonin tiiveyden lisäksi myös sideaineella on merkitystä karbonatisoitumiseen. Oleelliset tekijät ovat sementin määrä sekä sementissä olevien kalsiumyhdisteiden määrä. Vaikka kalsiumhydroksidi reagoi ensimmäisenä, niin reaktion jatkuessa myös muut kalsiumyhdisteet voivat reagoida. Mitä enemmän sementissä on kalsiumyhdisteitä, sitä hitaammin karbonatisoituminen etenee. Tämä johtuu siitä, että karbonatisoituvaa ainetta on enemmän, ja siitä, että reaktio etenee tasaisena rintamana. Karbonatisoituminen yleensä nopeutuu, kun käytetään sementin seosaineita. Erityisesti masuunikuonaa tai lentotuhkaa sisältävät betonit karbonatisoituvat portlandsementtibetonia nopeammin. Osittain tästä syystä seosaineiden käyttämistä betonin sideaineena on rajattu määräyksiin. (Haara, et al., 2018, pp. 111-114).

Karbonatisoitumisen aiheuttama korroosio alkaa, kun rintama saavuttaa teräkset. Reaktion seurauksena passiivikalvo poistuu, ja teräkset altistuvat korroosiolle. Korroosio kuitenkin käynnistyy vain, jos saatavilla on riittävästi happa ja kosteutta. Anodi ja katodi syntyvät teräksen eri osien välille. Korroosio etenee usein laaja-alaisena, koska karbonatisoituminen tapahtuu likimäärin tasaisena rintamana. Korroosio-olosuhteet ovatkin usein tietyllä alueella samankaltaiset. (Haara, et al., 2018, pp. 108-114). Toisaalta karbonatisoitumisessa voi olla suuriakin eroja rakenteen eri osien ja eri rakenteiden välillä. Lisäksi esimerkiksi halkeamien kohdalla karbonatisoituminen voi edetä kiilamaisesti, jolloin korroosio voi alkaa pistemäisesti. (Pentti, et al., 2013, pp. 23-24). Karbonatisoitumisen aiheuttama aktiivinen korroosiovaihe on yleensä alkanut useita vuosia ennen näkyvien vaurioiden ilmaantumista (Haara, et al., 2018, p. 104).

Karbonatisoitumista voidaan tutkia mittaamalla betonin karbonatisoitumissyvyys esimerkiksi poralieröstä. Näyte käsitellään fenoliftaleiiniuoksella, joka värjää neutraloitumattoman betonin punaiseksi. Karbonatisoitunut, eli neutraloitunut betoni, ei muuta väriään indikaattoriaineen käsittelyssä. Näytteestä määritetään yleensä keskimääräinen syvyys, koska muuten paikalliset vaihtelut vaikuttaisivat oleellisesti tuloksiin. Lisäksi mittauspisteitä tulee olla rakenteen eri osissa riittävästi, jotta alueelliset erot tasoittuvat. Tutkittaessa karbonatisoitumisen aiheuttamaa terästen korroosiota, tarvitaan lisäksi tieto betonin peitepaksuuksista. Peitepaksuuksia voidaan mitata ainetta rikkomattomilla menetelmillä käyttämällä tarkoitukseen sopivia mittalaitteita. Karbonatisoitumis- ja peitepaksuusjakautumaa vertaamalla voidaan selvittää mahdollisessa korroosiotilassa oleva terästen osuus. (Pentti, et al., 2013, pp. 97-100).

## Kloridikorroosio

Toinen merkittävä raudoitteiden korroosiota aiheuttava vanhenemismekanismi on kloridikorroosio. Mekanismille on kaksi mahdollista teoriaa. Kloridit saattavat muuttaa liukenemattoman rautaoksidin liukoiseksi rautakloridiksi tai ne voivat muuttaa passiivisen oksidikerroksen rakennetta läpäisevämmäksi. Riippumatta vaikutusmekanismista, seurauksena terästen pinnalle muodostuu konsentraatio eroja. Näiden erojen vaikutuksesta syntyy katodi-anodi pari ja korroosio käynnistyy. Kloridikorroosio käynnistyy usein halkeaman kohdalla. Niiden kautta kloridit pääsevät helposti terästen tasolle ja pistekorroosio alkaa. Halkeaman ympärillä teräkset saattavat olla täysin kunnossa, kun halkeaman kohdalla materiaalikato on jo merkittävä. Lisäksi kloridien aiheuttamat korroosiotuotteet usein liukoisia ja tilavuudeltaan pieniä, jolloin pintaan ei synny vaurioita tai niiden muodostumisessa kestää pitkään. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 60).

Halkeamien lisäksi kloridit voivat imeytyä betonin huokosiin vesiliuoksessa ja kulkeutua syvemmälle diffuusion vaikutuksesta. Tällöin kloridipitoisuus vähenee tasaisesti syvyyden kasvaessa, eivätkä kloridit muodosta selvää rintamaa kuten karbonatisoituminen. Korroosion kannalta tärkein arvo on kriittinen kloridipitoisuus, jota suuremmat pitoisuudet rikkovat terästen passiivikalvon. Kriittinen kloridipitoisuus on yleensä noin 0,03...0,07 % betonin painosta. Kriittisen kloridipitoisuuden ylittyessä korroosio käynnistyy yleensä laajalla alueella. Kloridit toimivat reaktiossa katalyyttinä, eli ne nopeuttavat reaktiota kulumatta itse prosessissa. Kloridilähteen poistaminen ei tällöin enää riitä korroosion pysäyttämiseksi, jos vettä ja happea on saatavilla. (Haara, et al., 2018, pp. 108-110 ja 114-117). Korroosio saattaa myös aiheutua betonirakenteissa kiihdyttimenä käytetyn kalsiumkloridin johdosta. Sitä käytettiin aikanaan sellaisia määriä, jotka nykytiedon mukaan ylittävät moninkertaisesti korroosion kynnsarvon. (Pentti, et al., 2013, p. 25).

Kloridikorroosion nopeus riippuu sekä rasituksesta että betonin koostumuksesta. Betonin ominaisuuksista oleellisin vaikuttavat sideaine ja tiiviys. Tiiviys on tärkein ominaisuus, jolla kloridien pääsy betoniin voidaan rajoittaa. Se tarkoittaa erityisesti alhaista vesisementti-suhdetta sekä hyvää jälkihoitoa. Tiiviyttä voidaan myös parantaa käyttämällä betonissa silikaa tai vastaavia lisäaineita. Side- ja lisäainain valinnoilla on merkitystä kloridikorroosion kannalta. Ne vaikuttavat kriittisen kloridipitoisuuden arvoon sekä huokosveden pH:n että kloridien sitomiskyvyn kautta. (Haara, et al., 2018, pp. 114-116).

Portlandsementti hidastaa kloridikorroosiota nostamalla kriittisen kloridipitoisuuden arvoa. Tämä perustuu portlandsementin korkeaan pH-arvoon verrattuna esimerkiksi masuunikuonaan. Toisaalta kloridikorroosiota aiheuttavat vain huokosvedessä olevat kloridit. Sideaineen kyvyllä sitoa klorideja voidaan siis parantaa rakenteen kestävyyttä. Esimerkiksi masuunikuona pystyy sitomaan klorideja hidastaen niiden tunkeutumista betoniin. Portlandsementin kyky sitoa klorideja riippuu sen kalsiumaluminaattipitoisuudesta. Lisäksi betonin karbonatisoitua sideaineen sitomat kloridit vapautuvat huokosveeten. Tämä voi aiheuttaa korroosion äkillisen etenemisen. Sementtiin sitouttavan kloridin määrää voidaan kasvattaa erityisesti sementtimäärä kasvattamalla. Sideainevalinnoilla voi siis olla toisaalta positiivisia ja toisaalta negatiivisia vaikutuksia kloridikorroosion etenemiselle. Esimerkiksi silika laskee sementin emäksisyyttä ja pienentää kloridien sitomiskykyä, mutta toisaalta tiivistää betonia. (Haara, et al., 2018, pp. 114-116).

Paras tapa estää kloridikorroosiota, on estää kloridien pääsy rakenteeseen. Suojaus voidaan tehdä joko rakenteellisin tai betoniteknisin keinoin tai suojaamalla rakenne. Rakenteellisia keinoja ovat esimerkiksi suojarakennelmat tai kloridipitoisen veden poisjohtamisen. Betonitekniset keinot tarkoittavat sellaista betonia, joka kestää mahdollisimman hyvin klorideja. Tämä tarkoittaa siis esimerkiksi betonin tiiviyyttä ja sideainevalintoja. Kolmantena vaihtoehtona on pinnoittaa rakenne. Suojaavan pinnoitteen tarkoituksena on yleensä estä veden ja siihen liuenneiden aineiden sekä hiilidioksidin pääsy rakenteeseen. (Haara, et al., 2018, pp. 114-116).

Korroosion sähkökemiallista luonnetta voidaan käyttää hyödyksi rakenteiden suojauksessa esimerkiksi katodisen suojauksen avulla. Toimintaperiaatteena on siirtää terästen potentiaali immuunialueelle, jolloin korroosiota ei tapahdu. Tähän tarvittava tasavirta voidaan tuottaa joko ulkoisesta virtalähteestä tai käyttämällä terästä epäjalompaa niin sanottua uhrautuvaa anodia. Näistä jälkimmäinen on järjestelmänä halvempi ja yksinkertaisempi, mutta ulkoinen virtalähde saa aikaan luotettavamman suojauksen. Menetelmä soveltuu erityisesti kloridikorroosion estämiseen

haastavissa ympäristöissä. (Pitkänen, 2008, pp. 20-21). Esimerkiksi OL1 ja OL2-laitosyksiköiden merivesirakeet on suojattu katodisesti.

Katodisen suojauksen käytön rajoituksena on, ettei korrosio ole heikentänyt rakenteen kantavuutta. Suojauksella voidaan vähentää tarvetta betonipeitteen korjauksille, jos pinnalla ei vielä näy ongelmia. Suojauksen toiminnan kannalta käytettävän virran suuruudella on suuri merkitys. Käytettäessä liian suuria suojausvirtoja voi ongelmia esiintyä sekä itse suojattavassa raudoituksessa että muissa rakenteissa. Raudoitukseen voi syntyä esimerkiksi vetyhaurautta ja muihin rakenteisiin voi kohdistua hajavirtoja. Toisaalta, liian pienellä suojausvirralla ei saada suojausvaikutusta muodostettua. (Pitkänen, 2008, pp. 20-21).

Kloridikorroosion vauriot ovat samankaltaisia kuin karbonatisoitumisen aiheuttamassa korroosiossa. Jälkimmäisestä poiketen turmeltuminen näkyy kuitenkin myöhemmässä vaiheessa. Kloridien aiheuttamat korroosiotuotteet ovat liukoisempia ja tilavuudeltaan pienempiä, joten prosessi etenee pidemmälle ennen näkyviä merkkejä. (Pentti, et al., 2013, p. 25). Lisäksi kloridikorrosio etenee yleensä kahdesta nopeammin. Kloridikorroosion tutkimisessa oleellisin menetelmä on betonin kloridipitoisuuden määrittäminen. Pitoisuus määritetään yleensä poratusta jauhenäytteestä, josta määritetään kloridien pitoisuus titraamalla laboratorioissa. Näyte voidaan ottaa useammassa osassa, jolloin saadaan määritettyä kloridiprofiili eli kloridien pitoisuudet eri syvyyksillä. (Pentti, et al., 2013, pp. 102-104).

### **Muut korroosiomekanismit**

Muita mahdollisia korroosiomekanismeja ovat yleinen korrosio, vetyhauraus, jännityskorrosio ja sähköiset hajavirrat. Yleinen korrosio on korroosion perustapaus, jossa metalli syöpyy koko alaltaan likimäärin tasaisesti. Tämä voi koskea esimerkiksi rakenteen teräsvuorausta. Vetyhauraus voi syntyä, kun kiihdytetystä korroosiosta syntyy katodisesti vetyä. Vety tunkeutuu teräkseen aiheuttaen sisäistä painetta, mistä seuraa halkeamia. Jännityskorroosiossa teräkseen syntyy halkeilua paikallisen korroosion ja vetojännityksen vaikutuksesta. Vetyhauraus ja jännityskorrosio ovat pääasiassa jänneterästen ongelma. (Haara, et al., 2018, p. 111; Säteilyturvakeskus, 2019a).

Sähköisillä hajavirroilla tarkoitetaan sähköön kulkeutumista kohteiden välillä, joiden välillä ei pitäisi olla sähköön siirtymistä. Hajavirrat syntyvät yleensä sähköjärjestelmien epätasapainosta ja vioista. Siirtyminen voi tapahtua esimerkiksi maaperän kautta kahden rakennuksen välillä. Tasavirta on betoniterästen korroosion kannalta vaarallisempaa kuin vaihtovirta. Tasavirta voi itsessään aiheuttaa terästen korroosiota, jos virrat ovat suuria. Lisäksi betonin sisältämät kloridit pienentävät tarvittavaa kynnystasoa huomattavasti. Vaihtovirta ei itsessään voi käynnistää korroosiota. Sen sijaan sekä vaihto- että tasavirta voivat kiihdyttää muiden mekanismien käynnistämää korroosiota. Hajavirtojen ei kuitenkaan ole havaittu aiheuttavan muutoksia itse betonissa tai sementtikivessä. (Bertoliini, et al., 2007).

## **2.1.5 Mekaaniset vanhenemismekanismit**

Mekaanisilla vanhenemismekanismeilla tarkoitetaan betonin muodonmuutoksia sekä rakenteeseen kohdistuvia pakkovoimia. Näitä voi syntyä esimerkiksi kuivumisen, lämpöliikkeiden tai painumien seurauksena. Myös virheistä tai onnettomuuksista johtuvat ylikuormitustilanteet ja vastaavat huomioidaan mekaanisten vanhenemismekanismien yhteydessä.

### **Betonin kutistuminen**

Betonimassaan täytyy valmistusvaiheessa sekoittaa vettä sementin hydrataation vuoksi. Hydrataation vaatima vesimäärä on noin 25 % sementin painosta. Tämän lisäksi geelihuokosiin sitoutuu vesimäärä, joka vastaa noin 20 % sementin painosta. Tästä seuraa, että noin 0,4 vesisementti-suhte on hydrataation kannalta optimaalinen. Tällaisen betonin valaminen ja tiivistäminen on kuitenkin haastavaa. Tästä syystä alhaisen vesisementti-suhteen betoneihin lisätään lisäainetta, jotta massan työstettävyyys parane. (Haara, et al., 2018, pp. 74-75, 81).

Betonimassa oleva vapaa vesi voi haihtua valamisen jälkeen ja haihtuminen jatkuu kunnes betoni saavuttaa tasapainokosteuden ympäristönsä kanssa. Tähän voi kulua pitkiäkin aikoja. Massiiviset rakenteet eivät välttämättä kuivu koskaan käyttöikänsä aikana. Veden poistuminen johtaa rakenteen tilavuuden pienenemiseen eli betoni kutistuu. Kutistuminen voidaan jakaa massasta tapahtuvaan plastiseen kutistumiseen sekä kovettuneesta betonista tapahtuvaan kuivumiskutistumiseen. Näiden lisäksi tapahtuu kemiallista eli autogeenistä kutistumaa. (Haara, et al., 2018, pp. 74-75). Tilavuuden pienenemisen seurauksena rakenteeseen aiheutuu vetojännityksiä, josta voi seurata halkeilua. Kutistumista tapahtuu kaikissa betoneissa, mutta jälkihoidolla voidaan tilavuuden pienenemiseen kuluva aikaa pitkittää. Näin betoni ehtii saavuttamaan riittävän lujuuden vetojännityksiä vastaan, eikä rakenteeseen synny halkeamia. (Anttila, 2010).

Plastisen vaiheen kutistumalla tarkoitetaan hydrataation alkuvaiheessa tapahtuvaa veden poistumista betonimassasta. Alkuvaiheen kutistuma riippuu oleellisesti kyseisen vaiheen kestosta. Mitä pidempään massa on plastisessa tilassa, sitä enemmän massasta voi poistua vettä. Tämän seurauksena poikkileikkauksen osien välille voi muodostua eroja, joiden vuoksi rakenne voi halkeilla. Plastisen vaiheen keston lisäksi kuivuminen riippuu kuivumisolosuhteista. Hyvällä jälkihoidolla veden poistuminen voidaan estää lähes kokonaan. Plastisen kutistuman lisäksi betoni kuivuu alkuvaiheessa kemiallisesti. Kemiallista kutistumaa kutsutaan myös autogeeniseksi tai sisäiseksi kutistumiseksi. Kemiallinen kutistuminen syntyy, koska sementin ja veden hydrataatio tuotteet ovat lähtöaineita pienempiä. Tämän seurauksena syntyy vetojännityksiä ja betoni kutistuu. Autogeenistä kutistumaa voidaan rajoittaa erityisesti nostamalla betonin kiviaineksen tilavuusosuutta, jolloin kutistuvaa sementtikiveä jää massaansa vähemmän. Kemiallinen kutistuminen jatkuu hydrataation ajan, eli myös kovettuneessa betonissa. Plastinen tai kemiallinen kutistuminen eivät ole palautuvia, eli betoni ei palaudu alkuperäisen tilavuuteen kastelemalla. (Haara, et al., 2018, pp. 74-80; Anttila, 2010).

Kovettunut betoni kutistuu pääasiassa kuivumiskutistuman seurauksena. Toisin kuin plastisen vaiheen kutistuminen, kuivumiskutistuminen on palautuva mekanismi. Betonin kastuessa ja kuivussa tilavuus muuttuu vastaamaan sen kosteustilaa. Betonissa olevan vapaan huokosveden poistuminen aiheuttaa jännityksiä geelihuokosten veteen. Jännitysten seurauksena vesi imeytyy geelistä kapillaarihuokosiin. Tällöin geelin tilavuus pienenee ja kuivuminen voi jatkua. Tämä aiheuttaa betoniin jännityksiä, jolloin rakenne kutistuu. Koska kuivumisen seurauksena betonin huokoisuus pienenee, se kasvattaa betonin lujuutta. (Haara, et al., 2018, pp. 86-97).

Betonin kutistuminen riippuu ensisijaisesti sen koostumuksesta sekä ympäristöolosuhteista. Esimerkiksi veden alla oleva betoni ei kutistu. Kutistuminen tapahtuu sementtikivessä, joten betonin sementtikiven määrällä ja vesisementti-suhteella on suuri vaikutus. Näistä tiedoista ei kuitenkaan voida päätellä kutistumisen suuruutta, koska kutistuminen ei tapahdu vapaasti. Kiviaines pyrkii estämään kuivumisen aiheuttamia muodonmuutoksia. Kuivumiskutistuman suuruutta voidaan arvioida betonin kimmokertoimen pohjalta. Sen oletetaan antavan kohtuullisen hyvä kuva betonin muodonmuutosten vapausasteesta. Tämän lisäksi yleensä oletetaan, että kiviaineksen kimmokerroin kuvaa melko hyvin myös betonin kimmokerrointa. Tähän on syynä kiviaineksen suuri osuus betonissa. Näin siis oletetaan, että kuivumiskutistumisen suuruutta voidaan parhaiten arvioida kiviaineksen kimmokertoimen pohjalta. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 100-101).

Rakenteen kuivuminen alkaa välittömästi, jos sitä ei ole estetty. Esteinä käytetään yleensä esimerkiksi muotteja tai peitteitä. Esteenä voi myös toimia esimerkiksi rakennetta vasten oleva maa. Maanvastaisten rakenteiden ongelmana onkin usein epätasainen kutistuminen. Ongelma koskee kaikkia rakenteita, jotka kuivuvat vain yhdeltä sivulta. Epätasainen kutistuminen voi johtaa rakenteen käyristymiseen ja halkeiluun. Halkeamia voi syntyä myös, kun rakenteen poikkileikkaus ei kuivu tasaisesti. Tämä tarkoittaa erityisesti massiivisia rakenteita, kun pintarakenne kuivuu ja kutistuu ennen sisäosia. Kosteuden siirtyminen betonissa on hidasta, joten sisäosien kuivuminen tapahtuu hitaasti. Kuivumiskutistumisesta johtuvat halkeamat ovat usein verkkomaista pintahalkeilua, kun jännitykset syntyvät pintakerroksen ja sisäosien välille. Halkeamia voi syntyä myös, jos kosteusliikkeet eivät saa tapahtua vapaasti. Tällaisia voivat aiheuttaa esimerkiksi väärin suunnitellut tai toteutetut liitokset. (Haara, et al., 2018, pp. 96-97, 105-106).

Kuivumiskutistuman aiheuttamien halkeamien estämiseksi on oleellista suorittaa jälkihoito huolellisesti. Jälkihoidolla voidaan varmistaa, ettei betonin vesipitoisuus laske ennen riittävän lujuuden saavuttamista. Rakenteet ja liitokset tulee myös suunnitella siten, että muodonmuutokset



pääsevät tapahtumaan. Kuivumista voidaan myös rajoittaa raudoittamalla rakenne tiheästi. Tällöin raudoitteet ottavat jännitykset vastaan, kun betoni ei niitä vielä kestä. Tiheällä raudoituksella varustettu rakenne halkeilee vähemmän ja lisäksi halkeamat jäävät pieniksi. Niitä myös esiintyy silloin tasaisesti koko rakenteessa. (Anttila, 2010).

### **Viruma**

Viruma on ilmiö, jossa kuormituksen alainen rakenne taipuu vähitellen ajan kuluessa. Taipumat voivat kasvaa muutamassa vuosikymmenessä 2...3 kertaisiksi verrattuna välittömään kimmoiseen taipumaan. Viruma voi aiheuttaa haittoja lisääntyvien muodonmuutosten seurauksena. Jossain tapauksissa se saattaa tosin pienentää jännityshuippuja ja vähentää halkeilua. (Haara, et al., 2018, p. 95). Viruman mekanismi on periaatteessa samankaltainen kuivumiskutistuman kanssa. Kuivumiskutistuman tapauksessa vesi poistuu huokosista sisäisten jännitysten seurauksena. Sen sijaan viruman tapauksessa vesi poistuu geelihuokosissa ulkoisen kuormituksen vuoksi. Tästä syystä viruma voi tapahtua myös, kun suhteellinen kosteus on 100 %. Viruman seurauksena geelihuokokset voivat myös tiivistyä. Geelin tiivistymisen vuoksi mekanismi on vain osittain palautuva. Kuivumiskutistuman seurauksena transiiovyöhykkeen mikrohalkeilu kasvaa, mikä voi osaltaan lisätä virumaa. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 40, 96-97).

Viruman suuruus riippuu betonin iästä ja lujuudesta, kosteudesta, rakenteen mitoista ja jännitetasosta. Viruma kasvaa ajan ja kuormituksen myötä, eli pitkäkestoinen ja suuri kuormitus aiheuttaa suuremman viruman. Kuten kuivumiskutistuma, myös viruma syntyy sementtikiven kutistuessa. Tästä syystä sementtikiven ja kiviaineksen ominaisuudet vaikuttavat virumaan samalla tavalla kuin kuivumiskutistumaan. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 100-101). Rakennesuunnittelija ottaa viruman huomioon suunnittelussa normien mukaisesti. Rakenteen poikkileikkauksen valinnalla voidaan vaikuttaa viruman nopeuteen, koska veden poistumisen nopeus riippuu sen kulke-  
masta etäisyydestä. Massiivisissa rakenteissa viruma syntyykin hitaasti. (Haara, et al., 2018, pp. 95-96).

Viruma on merkittävä ikääntymismekanismi myös reaktorin suojarakennuksessa. Suojaraken-  
nus on usein kahteen suuntaan jännitetty rakenne, jotta syntyvät jännitykset pysyvät betonin vetolujuuden tasolla. Näin vältetään suojarakennuksen halkeilu ja varmistetaan suojarakennuksen tiiveys. Tällaisessa rakenteessa viruma tuleekin huomioida myös esijännitysoimien kehittymien kannalta, jotta rakenne toimii suunnitelmien mukaisesti. Tutkimuksen mukaan viruma kehittyy liikimäärin ajan logaritmin funktiona, mutta massiivisten ja jännitettyjen rakenteiden virumaa ei vielä osata mallintaa tarkasti. Lisäksi pitkäikäinen viruma ei välttämättä toteudu normien mukaisesti. (Benboudjema & Torrenti, 2015, pp. 631-632, 638).

### **Lämpötilaerot**

Sementin hydrataatioreaktiot tuottavat lämpöä, jonka määrä riippuu erityisesti sementin määrästä sekä reaktionopeudesta. Reaktiolämpö aiheuttaa rakenteen lämpölaajenemista. Betoni kestää hyvin turpoamisesta seuraavaa puristusta, ja tavallisesti laajeneminen voikin tapahtua vapaasti ilman halkeilua. Erityisesti massiivisissa valuissa rakenteen sisälle voi kuitenkin syntyä suuria lämpötilaeroja. Erot aiheutuvat, kun pintaosat jäähtyvät ulospäin, mutta sisäosissa jäähtymistä ei tapahdu. Tämä voi aiheuttaa jännityksiä eri osien välille, jos asiaa ei ole huomioitu suunnittelussa. Jos lämpötilaeroja ei hallita massiivisten valujen yhteydessä, niihin todennäköisesti syntyy halkeamia. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 108-109; Anttila, 2010).

Erityisesti massiivisissa valuissa käytetäänkin usein alhaislämpösementtiä. Tällöin reaktiossa vapautuu vähemmän lämpöä. Näin lämpötilaerot jäävät vähäisemmiksi ja rakenne saavuttaa riittävän lujuuden ennen jännityksiä. Toisaalta alhaislämpösementin lujuudenkehitys on yleensä hitaampaa kuin tavallisella sementillä. Kovettumisvaiheen halkeamat syntyvät yleensä 1 - 3 vuorokauden sisällä valusta aiheuttaen pinnan verkkohalkeilua. Estettyjen muodonmuutosten tilanteessa halkeamat saattavat myös mennä rakenteen läpi. Kovettunut betoni voi vaurioitua myös lämpötilaerojen vaikutuksesta, jos esimerkiksi ympäristön lämpötila vaihtelee suuresti. Halkeilun rajoittamiseksi rakenteet tulisi suunnitella niin, että lämpötiloista johtuvat muodonmuutokset ja liikkeet pääsevät tapahtumaan vapaasti. (Haara, et al., 2018, pp. 31, 91, 105).

## Väsyminen

Väsyminen on erityisesti dynaamisesti rasitettujen rakenteiden ongelma. Dynaamiset kuormat tarkoittavat esimerkiksi moottorin värinästä aiheutuvia vaihtelevia tai jaksottaisia kuormia. Betonin väsyminen otetaan yleensä huomioon normeissa, mutta jossain tilanteissa väsyminen saattaa aiheuttaa rakenteiden vanhenemista. Betonin väsyminen tarkoittaa alkuvaiheessa sementtikiven mikrohalkeilun lisääntymistä runkoaineen ja terästen ympärillä. Tästä seuraa tartuntojen heikkeneminen, jolloin rakenteen lujuus huononee. Jos rasitus jatkuu, eikä tilannetta korjata, voi rakenteen kantavuus pettää. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 45, 61 ja 64-65; SFS-EN 1992-1-1, 2015, p. 111).

## Relaksaatio

Relaksaatio on jännitettyjen terästen vanhenemismekanismi. Silloin jänneiden jännitys pienenee venymän pysyessä vakiona. Relaksaation suuruus riippuu materiaalista, jännityksestä, lämpötilasta ja ajasta. Korkeat lämpötilat kasvattavat relaksaatiota. Relaksaatio voi johtaa esijännitysvoimien oleelliseen pienemiseen ja sen seurauksena rakenteen toiminnan muuttumiseen. Relaksaation vaikutukset otetaan huomioon suunnittelussa normien mukaisesti. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 62-63 ja 64-65; SFS-EN 1992-1-1, 2015, p. 42).

## Rakenteelliset halkeamat

Betonin vetolujuus on noin 10 % sen puristuslujuudesta. Betoni halkeaa, kun vetojännitys ylittää vetolujuuden. Halkeama voi johtua rakenteellisista tai ei-rakenteellisista syistä. Ei-rakenteellisia syitä on esimerkiksi massan plastinen kutistuminen sekä alkalikiviainesreaktio. Näitä ja muita mekanismeja on käsitelty laajasti aikaisemmin. Rakenteellisia halkeamia syntyy, kun rakenteen kapasiteetti ylitetään tilapäisesti tai pysyvästi eli ylitetään halkeilurajatila. Tyypillisiä rakenteellisten halkeamien aiheuttajia ovat ylikuorma sekä epätasainen painuma. Lisäksi erilaiset onnettomuuksien aiheuttamat halkeamat voidaan ajatella rakenteellisiksi. Rakenteelliset halkeamat eivät ole ikääntymistä, koska ne syntyvät äkillisesti. Kuitenkin kaikki halkeamat ovat betonin säilyvyyden kannalta oleellisia, joten myös rakenteelliset halkeamat on huomioitava arvioitaessa rakenteen ikääntymistä. (Liikennevirasto, 2016a, pp. 5-9; International Atomic Energy Agency, 2016, p. 38).

Perustusten epätasainen painuminen on eräs yleisimpiä rakenteellisten halkeamien syitä. Usein painumat syntyvät melko pian rakennuksen valmistumisen jälkeen. Painumat otetaan yleensä huomioon pohjatutkimuksilla sekä rakennesuunnittelussa, eikä tavanomaisesta vähäisestä painumasta koidu haittaa. Jos painumia ei ole otettu suunnittelussa huomioon, saattaa rakenteeseen syntyä merkittäviä halkeamia. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 45-46). Lisäksi erilaiset onnettomuus-, yli- ja virhekuormitukset voivat pahimmillaan vaarantaa koko rakenteen turvallisuuden. Nämä tapahtuvat äkillisesti, eikä niihin välttämättä voida tai ole kannattavaa varautua etukäteen. Näiden kannalta oleellista on, että suunnittelussa käytetään riittäviä varmuuskertoimia, eikä kaikkea kapasiteettia käytetä hyödyksi. Näin voidaan varmistaa, että rakenne kestää myös yksittäisiä virheitä. Lisäksi oleellista on tehdä kattava ja perusteellinen arvio rakenteen turvallisuudesta, mikäli sen kantavuutta on syytä epäillä esimerkiksi onnettomuuden jälkeen.

## 2.1.6 Teknologiset ikääntymismekanismit

Teknologiset ikääntymismekanismit eli vanhanaikaistuminen kuvaa tiedon, tekniikan, säädösten tai markkinoiden muutosta ajan kuluessa. Nämä voivat aiheuttaa muutoksia rakenteessa ja siihen kohdistuvissa vaatimuksissa. Säteilyturvakeskuksen mukaan (2019a) rakenteen on kuitenkin täytettävä sille asetettavat vaatimukset koko käyttöiän ajan, riippumatta vaatimusten muutoksista. Vanhanaikaistumismekanismeja ovat:

- Kansalliset ja kansainväliset säädökset
- Standardit
- Laitetekniikka
- Kunnonvalvonta- ja kunnossapitotekniikka
- Tekninen tuki ja varaosien saatavuus

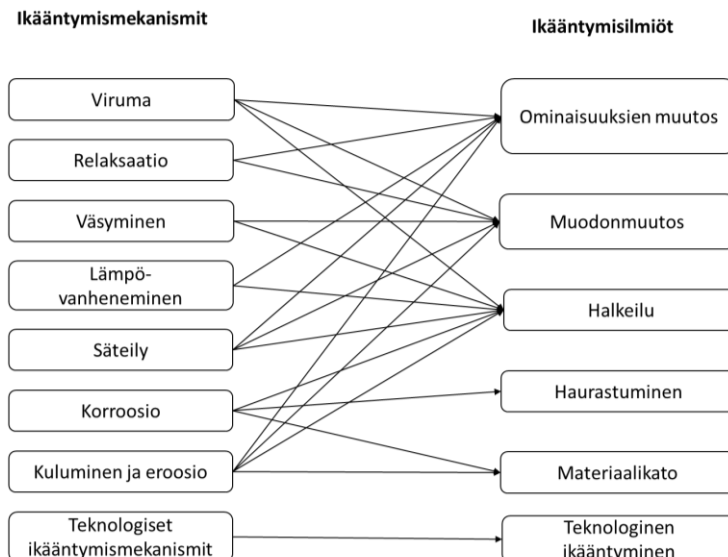
Tiedon tai teknologian vanhanaikaistuminen voi aikaansaada tilanteen, jossa laitokset eivät ole niin turvallisia tai pitkäikäisiä kuin olisi mahdollista. Samankaltaisia vaikutuksia on, jos vanhanaikaistuminen kohdistuu standardeihin tai säädöksiin. Teknologian vanhanaikaistumiseen liittyvät myös teknisen tuen ja varaosien saatavuuden ongelmat. Vanhanaikaistumisen välttämiseksi rakenteen suunnitteluperusteita ja ominaisuuksia tulee verrata päivittyviin normeihin. Kun havaitaan ero näiden välillä, tulee selvittää eron vaikutuksen kokonaisriski suhteessa turvallisuuteen ja käytettävyyteen. (International Atomic Energy Agency, 2009, p. 7).

Betonirakenteisiin kohdistuvat erityisesti tietoon, tekniikkaan ja säädöksiin liittyvät mekanismit. Markkinoiden muutoksista johtuva teknologinen vanheneminen ei yleensä aiheuta tavanomaiselle betonirakenteelle merkittävää ikääntymistä. Rakenteet ja materiaalit ovat yleensä normaaleja, eikä teknisen tuen tai varaosien saatavuus vaaranna rakenteen ylläpitoa. Kansalliset ja kansainväliset säädökset sekä standardit asettavat vaatimuksia rakenteille. Vaatimukset voivat kohdistua esimerkiksi suunnitteluperusteisiin, toteutukseen, materiaaleihin tai muihin ominaisuuksiin. Oleellisia säädöksiä ydinvoimalaitoksen kannalta ovat Suomen lainsäädäntö sekä Säteilyturvakeskuksen julkaisemat YVL-ohjeet (Ydinvoimalaitos-ohjeet). Lisäksi oleellisia ovat ainakin EN-standardit. Standardien ja määräysten välillä on usein viittauksia, joten yhden ohjeen päivittämisellä voi olla kerrannaisvaikutuksia.

## 2.2 Ikääntymisilmiöt

Ikääntymisilmiöt syntyvät ajan, käytön ja ikääntymismekanismien seurauksena. Usein ikääntymisilmiö syntyy mekanismien yhteisvaikutuksesta. Keskinäiset vaikutukset voivat joko kiihdyttää tai hidastaa ikääntymistä. Ikääntymisilmiö syntyy näiden muutosten nettovaikutuksena, ja se kuvaa rakenteen ominaisuuksien todellisia muutoksia. Ikääntymisilmiöitä ei synny, jos rakenteeseen ei kohdistu ikääntymismekanismeja. Tällaisia rakenteita ei kuitenkaan käytännössä ole, vaan rakenne altistuu yleensä yhden tai useamman mekanismin vaikutukselle.

Betonirakenteen ikääntymisilmiöt voidaan jakaa kuvan 12 mukaisesti kuuteen ryhmään. Kuvassa esitetään myös eräiden ikääntymismekanismien vaikutuksia ilmiöihin. Mekanismit voivat vaikuttaa useampaan ikääntymisilmiöön. Laajemmin ilmiöiden ja mekanismien välisiä vuorovaikutuksia esitetään taulukossa 2.



**Kuva 12.** Vanhenemismekanismien ja ikääntymisilmiöiden välinen yhteys (muokattu lähteestä: (International Atomic Energy Agency, 2017, p. 36))

Kukin ikääntymisilmiö vaikuttaa rakenteen tiettyyn ominaisuuteen. Tällainen jaottelu on kuitenkin hyvin teoreettinen. Todellisuudessa mekanismit ja ilmiöt vaikuttavat toisiinsa, eikä yhden ilmiön tarkastelu anna luotettavaa kuvaa todellisesta tilanteesta. Vaikutusten erillinen tarkastelu

johtaakin liian optimistiseen arvioon rakenteesta. Niitä tulee tarkastella kokonaisuutena, eli huomioida ilmiöiden väliset vuorovaikutukset. (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 66-73). Seuraavissa ikääntymisilmiöiden kuvauksissa pyritäänkin tunnistamaan sekä ilmiön vaikutukset rakenteelle että vaikutukset muihin ilmiöihin.

### Ominaisuuksien muutos

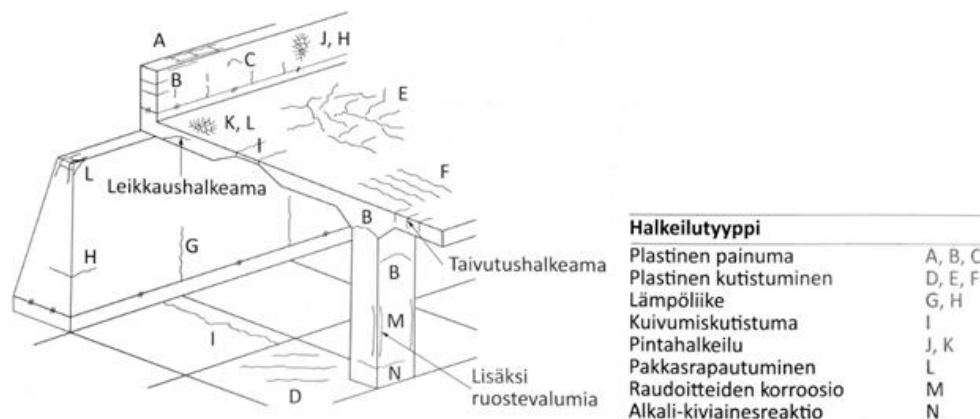
Rakenteen ominaisuuksilla tarkoitetaan muun muassa puristus- ja vetolujuutta, huokoisuutta ja vedenpitävyyttä. Esimerkiksi säteily ja korkeat lämpötilat voivat aiheuttaa sementtikiven lujuuden heikkenemistä ja rakenteen hajoamista. Thaumasiitti voi muuttaa sementtikiven sisäistä rakennetta. Toisaalta betonin lujuutta kasvattavat hydrataation lisäksi esimerkiksi kuivuminen. Ominaisuuksien heikkeneminen voi pahimmillaan vaarantaa rakenteen kantavuuden. Lisäksi esimerkiksi huokoisuuden ja läpäisevyyden kasvu altistavat rakennetta kemiallisille vanhenemismekanismeille.

### Rakenteen muodonmuutokset

Rakenteen muodonmuutoksilla tarkoitetaan rakenteen mittojen tai aseman pakotettuja muutoksia. Rakenteen mitat voivat muuttua esimerkiksi turpoavien yhdisteiden muodostuessa rakenteen sisälle. Toisaalta lämpöliikkeet ja kuivuminen voivat vaikuttaa rakenteen mittoihin. Tavanomaisten pakkoliikkeiden aiheuttamat muodonmuutokset ja liikkeet voidaan ottaa huomioon liitosten toteutuksessa. Tästä syystä ne eivät yleensä saa aikaan vaurioita. Kemiallisten reaktioiden vaikutus voidaan minimoida huomioimalla todelliset rasitukset. Suuret ja estetyt muodonmuutokset saavat usein aikaan rakenteen halkeilua.

### Betonin halkeilu

Betoni halkeilee ja rapautuu lähes kaikkien vanhenemismekanismien seurauksena. Kuvassa 13 esitetään eräiden mekanismien vaikutuksia. Betoni halkeaa, kun vetojännitykset ylittävät sen vetolujuuden. Jännitys voi syntyä esimerkiksi kuormituksen tai kemiallisen reaktion seurauksena. Rasitus voi siis muodostua rakenteen ulko- tai sisäpuolelta. Halkeamien syntymistä voidaan rajoittaa suunnittelulla ja rasitustekijöiden minimoinnilla. Betonin halkeilu on kuitenkin hyvin yleinen ilmiö, eikä sitä käytännössä voida täysin estää. Halkeamat edesauttavat uusien halkeamien syntymistä, koska niiden kautta rakenteeseen pääsee tunkeutumaan uusia rasitustekijöitä. Nämä rasitustekijät voivat sen jälkeen aiheuttaa esimerkiksi terästen korroosiota tai kemiallisia reaktioita.



**Kuva 13.** Betonin halkeilutyyppit (Haara, et al., 2018, p. 103)

### Terästen haurastuminen

Terästen haurastuessa ne menettävät luontaisen lujuutensa. Esimerkiksi säteily tai korkeat lämpötilat voivat muuttaa terästen materiaaliominaisuuksia. Haurastuminen on haitallinen ilmiö, koska sen seurauksena rakenneosan toiminta muuttuu. Esimerkiksi betonipalkki voi suunnittelusta poiketen murtua hauraasti, jos terästen ominaisuudet muuttuvat oleellisesti. Tästä syystä rakenteiden turvallisuus voi heikentyä. Terästen haurastuminen voi kasvattaa betonin halkeilua.

## Materiaalikatko

Materiaalikatkon seurauksena rakenteesta menetetään materiaalia. Betonirakenteelle aiheutuu materiaalikatkoa erityisesti kulumisen ja korroosion seurauksena. Betonia kuluttavia mekanismeja ovat esimerkiksi eroosio ja reaktiot happojen kanssa. Terästen korroosion seurauksena raudoituksen poikkileikkaus pienenee. Näiden lisäksi betonissa voi tapahtua kemiallista korroosiota, kuten kalkin liukenemista sementtikivestä. Materiaalikatko altistaa rakennetta yleisesti ikääntymisen vaikutuksille, koska sen vaikutukset riippuvat kohteesta. Esimerkiksi terästen ruostuminen lisää betonin halkeilua, kun taas kalkin liukeneminen muuttaa sementtikiven ominaisuuksia.

## Teknologinen ikääntyminen

Teknologinen ikääntyminen syntyy vanhanaikaistumisesta. Sen seurauksena rakenne ei enää vastaa nykyisiä kuormitus-, mitoitus- tai muita ohjeita. Lisäksi se voi tarkoittaa, että käytetyt rakenneosat tai käyttö- ja huoltotekniikat eivät vastaa nykypäivän tietämystä. Teknologisen ikääntymisen seurauksena rakenne ei suoranaisesti aiheuta vaaraa turvallisuudelle tai käytölle, mutta sen varmuusmarginaalit eivät vastaa voimassaolevia vaatimuksia.

## Ikääntymisilmiöiden ja vanhenemismekanismien vaikutukset

Taulukossa 2 esitetään kuvaus vanhenemismekanismien ja ikääntymisilmiöiden välisistä yhteyksistä. Kuvauksen ei ole tarkoitus olla täydellinen, vaan antaa käsitys ikääntymisilmiöiden muodostumisen kokonaisuudesta.

**Taulukko 2.** Vanhenemismekanismien aiheuttamat ikääntymisilmiöt

Vanhenemismekanismit		Fyysiset ikääntymisilmiöt				
		Ominaisuudet	Muodonmuutokset	Halkeilu	Haurastuminen	Materiaalikatko
Fysikaaliset	Pakkasvaurioituminen		0	X		
	Suolajien kiteytyminen		0	X		
	Lämpövanheneminen	X	X	X	X	
	Säteilyvanheneminen	X	X	X	X	
	Eroosio ja kuluminen					X
Kemialliset	Kalkin liukeneminen	X				X
	Hapot	X	X			X
	Sulfaatit, Ettringiitti		0	X		
	Thaumasiitti	X	X	X		
	Alkalikiviainesreaktio	X	X	X		
	Biologinen rasitus	X				X
	Karbonatisoituminen ja -korroosio	X		X		X
	Kloridikorroosio			X		X
Mekaaniset	Betonin kutistuminen	0	X	X		
	Lämpötilaerot		X	X		
	Väsyminen	X	X	0		
	Viruma	X	X	X		
	Relaksaatio	X	X			
Selite		0	Vähäinen, mahdollinen			
		X	Suuri, todennäköinen			

### 3. MAANALAISTEN SEINIEN OMINAISUUDET OL1 JA OL2 LAITOSYKSIKÖILLÄ

Tässä luvussa esitetään tutkimuskohde. Aluksi kuvataan tutkimuksen yleistiedot sekä perustiedot OL1- ja OL2-laitosyksiköistä. Tämän jälkeen esitellään tarkemmin laitosyksiköiden maanalaisten seinien rakenteet, seiniin kohdistuvat rasitukset ja muut yksityiskohdat. Lopuksi tehdään rakenteiden alustava riskienarviointi.

OL1-laitosyksikön rakennustyöt aloitettiin vuonna 1974 ja OL2-laitosyksiköllä seuraavana vuonna. Betonityöt saatiin pääasiassa valmiiksi vastaavasti vuosina 1977 ja 1978. Maanalaisten seinien todellinen käyttöikä lähestyy siis 45 vuotta. Seinät on alun perin toteutettu 25 vuoden käyttöiällä suhteutettuna oletettuun rasitustasoon. Vuonna 2018 laitosyksiköille myönnettiin jatkolupa vuoteen 2038 asti. (Työ- ja elinkeinoministeriö, 2018). Tällöin seinien todellinen käyttöikä tulee olemaan yli 60 vuotta.

Rakenteet ovat siis ylittäneet niille suunnittelussa määritellyn käyttöiän. Käyttöiän määritelmänä on aika, jonka rakenne kestää normaalisti ylläpidettynä 95 % varmuustasolla (Haara, et al., 2018, p. 99). Maanalaisia seiniä ei pieniä poikkeuksia lukuun ottamatta ole tarkastettu tai korjattu ulkopuolelta niiden käytön aikana. Toisin kuin muut laitosyksiköiden betonirakenteet, maanalaisten seinien ulkopinnat eivät myöskään kuulu ennakoivan kunnossapidon piiriin. Maanalaisten seinien kunnan tarkastamiseksi ja käyttöiän määrittämiseksi seinistä toteutetaan kuntotutkimukset tämän työn osana.

Maanalaisista seinistä rajataan tutkimukseen vain maanalaisten ulkoseinien ulkopinnat. Laitosyksiköiden ulkoseinien sisäpinnat kuuluvat olemassa olevaan ennakko-ohjelmaan. Tutkimukset pyritään kohdistamaan laitosyksiköiden ulompiin seiniin, koska näissä oletettavasti kosteusrasitukset ovat suurimmillaan. Tutkimuksessa ei myöskään huomioida kalliota vasten valettuja seiniä, vaan ne määritellään perustusrakenteiksi. Myöskään laitosyksiköiden merivesirakenteita ei tutkita tässä työssä.

Olkiluodon ydinvoimalaitoksen korkeustasot ovat N60 järjestelmän mukaisia. Järjestelmä kuvaa korkeusasemaa suhteessa vuonna 1960 mitattuun merenpinnan tasoon (Ilmatieteen Laitos, 2019). Laitospihalla maanpinnan taso on järjestelmän mukaan noin + 3,2 metriä. Ilmatieteen Laitoksen mukaan maanpinta on järjestelmän luomisen jälkeen kohonnut noin 0,3 metriä Rauman alueella, joten todellinen maanpinta on noin tasolla + 3,5 m. Tämän alapuolella olevat rakenteet ovat siis maanalaisia. Maanalaiset tilat on pääosin rakennettu louhittuihin kalliotiloihin, ja syvimät tilat sijaitsevat noin tasolla - 14,0 m.

#### 3.1 Rakenteen ominaisuudet

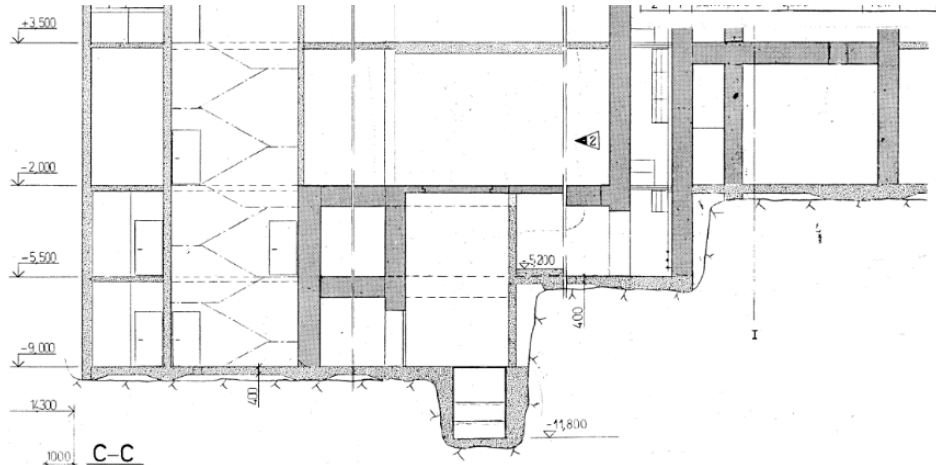
##### 3.1.1 Rakenteiden suunnitelmat

OL1- ja OL2-laitosyksiköt ovat suunnitelmien osalta identtisiä. Ne on tehty pääosin samoilla piirustuksilla. Tästä syystä tämän luvun aineisto perustuu vain OL2-laitosyksikön rakennepiirustuksiin ja niissä käytettyihin määritelmiin. Suunnitelmat pohjautuvat pääasiassa Asea Atomin aikaisempaan tuotantoon, mutta niissä on huomioitu Suomessa voimassaolleet normistot. Pääasiassa tämä tarkoittaa betoninormeja vuodelta 1971.

Suunnitelmien mukaan maanalaiset ulkoseinät tehdään pääasiassa K30 luokan betonista. Lisäksi betonin tulee olla vedenpitävää ja A-luokkaa. Tämän vastaa ajan normistoa, jonka mukaan vedenpitävissä rakenteissa suunnittelulujuuden tulee olla vähintään K30 (Suomen rakennusinsinöörien liitto, 1975, p. 20). Kuitenkin eräät massiiviset valut on tehty käyttäen K25 A-luokan betonia. Tämä on normien mukaan sallittua vedenpitävässä rakenteessa, jos rakenne on

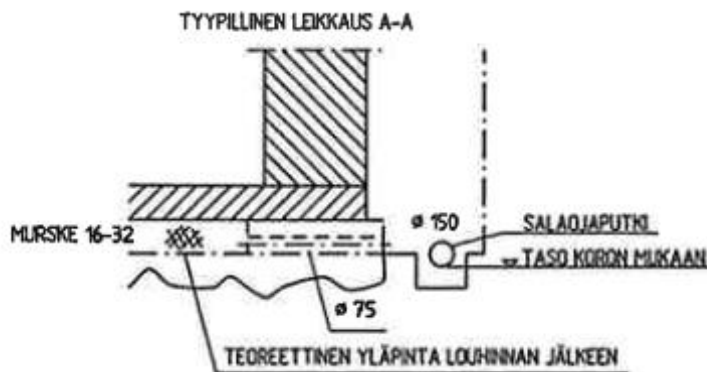
raudoittamaton betonirakenne. Vedenpitävissä rakenteissa halkeamaleveys saa voimassaolleen rajatilamitoitusohjeiden mukaan olla enintään 0,1 mm. Vedenpitävissä valuissa on lisäksi rajoitettu valunopetta, jotta rakenteen laatu ja tiiviys voidaan varmistaa.

Kuvassa 14 esitetään poikkileikkaus reaktorirakennuksen maanalaisista seinistä. Alimmat rakenteet ovat usein kallionvastaisia, kuten kuvan alaosassa nähdään. Lattiapinta myötäilee louhittua kallionpintaa. Laatat eivät kuitenkaan ole kallionvastaisia, vaan ne on mitoitettu kantavina. Laattojen alle on laskettu tiivistämätöntä sepeliä. Väli tiloja esiintyy seinien ja kalliopinnan välissä.



**Kuva 14.** Reaktorirakennuksen maanalaisia tiloja

Seinärakenteet ovat yksinkertaisia. Rakenne koostuu pääasiassa vain paikallavaletusta vedenpitävästä teräsbetonista. Ulkoseinien paksuus on yleensä 250 tai 300 mm, mutta tietyt massiiviset valut ovat 1000 mm paksuja. Vedeneristeitä tai pinnoitteita ei ole asennettu ulkopinnoille, eikä rakennetta ole routaeristetty. Kosteusrasitusta vähentää ainoastaan laitteiden kuivatusjärjestelmä. Salaojat on asennettu kaikkien maanalaisien rakenteiden vierelle. Järjestelmän keräämä vesi siirretään pumppukuoppiin, joista se pumpataan pois. Salaojituksen tyypileikkaus esitetään kuvassa 15. Salaojat kulkevat hieman perustusten alapuolella. Tarvittaessa salaojaa varten on louhittu oma ura kallioon. Laattojen alle kerääntyvä vesi pääsee poistumaan salaojajärjestelmään, koska perustusten läpi on asennettu poikittaiset putket. Salaojien materiaalina on käytetty Ø150 mm tiilisalaojaputkea ja sepeliä 8-16 mm. Tiilisalaojien toiminta perustuu liitosdetaljeihin, jotka päästävät veden putken sisälle (Anttila, 2012, pp. 1-2 ja 17-18). Näiden lisäksi kalliota vasten valettuihin rakenteisiin on asennettu pystysalaojaputkia. Salaojaputken normaali käyttöikä on noin 40 - 50 vuotta.



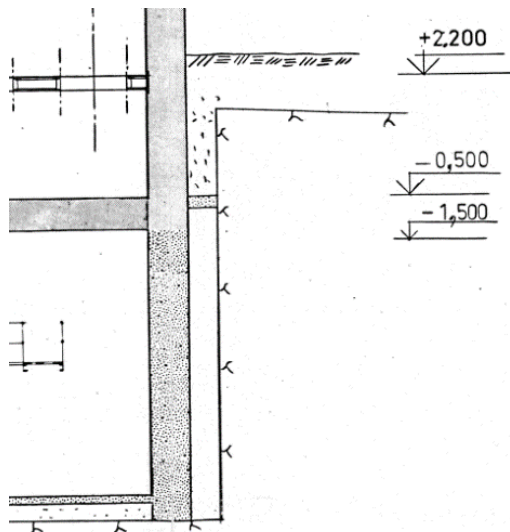
**Kuva 15.** Salaojan tyypileikkaus

Raudoitteiden suojabetonipeitteet ovat pääasiassa kaksi kertaa terästen halkaisija. Maan- ja kalliota vasten olevien rakenteiden kanssa on kuitenkin yleensä käytetty 50 mm suojapeitteitä. Tavanomaisesti käytetyt pääraudoitteet ja suojabetonipeitteet esitetään taulukossa 3. Ajan normien mukaan harjaterästen suojabetonipeitteiden tulee olla seinässä vähintään 20 mm, kun kyseessä on kosteuden vaikutukselle altis rakenne (Suomen rakennusinsinöörien liitto, 1975, p. 36). Vedessä olevan rakenteen suojapeitteen on normien mukaan oltava vähintään 25 mm.

**Taulukko 3. Maanvastaisten ulkoseinien raudoitteet**

Seinän paksuus, H [mm]	Pääraudoitteet, φ [mm]	Suojabetoni- peite, c [mm]	Suojabetonipeite valettaessa maata vasten
250	10	20	Kaikki rakenteet yleensä: 50 mm
300	12	25	
1000	20	40	

Pääasiassa ulkoseinien ulkopuolelle on tehty rakennustöiden jälkeen maataytöt. OL2:lla on käytetty karkeaa soraa, kun OL1:llä täytöt on tehty luonnon hiekasta. Osa täytöistä on korvattu rakentamalla sulkulaatta kalliopinnan ja ulkoseinän välille. Näin täyttö on tehty vain sulkulaatan tasolle asti, ja sen alapuolella on tyhjää tilaa. Kuvassa 16 nähdään turbiinirakennuksen viereinen sulkulaatta noin tasolla - 0,5 m. Laatan päälle on tehty täyttö noin + 3,2 m tasolle asti. Laatan alla on noin tasolle -9,0 m asti tyhjää tilaa. Tilaan voidaan kulkea alaosaan olevan luukun kautta.

**Kuva 16.** Sulkulaatta turbiinirakennuksen vierellä

### 3.1.2 Materiaalit ja työnsuoritus

#### Yleistä työnsuorituksesta

Laitosyksiköiden rakennustöistä vastasivat kaksi eri rakennusliikettä. OL1-laitosyksikön rakensi Oy Atomirakennus Ab ja OL2-laitosyksikön Työyhtymä Jukola konsortiet. Tämä on aiheuttanut jonkin verran eroja esimerkiksi käytetyissä materiaaleissa. Lisäksi ensimmäisen laitosyksikön rakentamisesta saadut opit ovat vaikuttaneet jälkimmäisen laitoksen rakentamiseen. Tämän luvun aineisto perustuu laitosyksiköiden betonityökertomuksiin (Oy Atomirakennus AB, 1977) (Työyhtymä JUKOLA Konsortiet, 1978), jos muuta lähdettä ei ole mainittu.

Maanalaiset betoniseinät ovat paikallavalurakenteita. Suurin osa valuista tehtiin työmaalla valmistettujen muottien avulla, mutta myös liukuvaluja käytettiin runsaasti. Yhteensä laitosyksiköiden valuista tehtiin liukuvaluna noin 25 %. Tällä saatiin lyhennettyä työmaiden kestoa merkittävästi. Suunnittelu- ja asiakirja-aineiston mukaan maanalaisista seinistä vain massiiviset valut on tehty liukuvaluna. Suurin osa tutkittavista seinistä on siis tehty lautamuotein.

Betonin siirroista lähes puolet suoritettiin pumppaamalla. Raudoitteet valmistettiin työmaiden omilla raudoitusasemilla. Raudoitteissa pyrittiin korkeaan esivalmistusasteeseen. Jälkihoidossa on käytetty tavanomaisia menetelmiä, millä on varmistettu betonin kovettumisolot. Esimerkiksi OL2-laitosyksikön osalta on määrätty, että betoni tulee pitää kosteana vähintään 14 vuorokautta. Tänä aikana sen lämpötilan tulee olla vähintään + 5 °C. Massiivisten valujen osalta on lisäksi määrätty, ettei ulko- ja sisäosien lämpötilaero saa kasvaa suuremmaksi kuin 22 °C. Lämpötilan kehittymistä on seurattu mittalaitteiden avulla.



Työmaiden betonit on pääasiassa valmistettu työmaiden omilla betoniasemilla Olkiluodossa. Näiden rinnalla ovat olleet vara-asemat Porissa ja Raumalla. Nämä toimittivat betonin yhteismäärästä kuitenkin vain noin 2 %. Tämän lisäksi OL1-työmaan betoniasema toimitti betonia OL2-työmaalle, ennen kuin jälkimmäinen sai oman asemansa toimimaan. Betonin toimituksissa sovellettiin voimassa olleita valmisbetonin toimitusehtoja. Tämä tarkoitti esimerkiksi betonin laadun tarkkailua sekä asemalla että työmaalla.

### Betonin osa-aineet ja suhteitus

Pääasiassa betonit valmistettiin käyttäen Paraisten portlandsementtiä. Osa massiivisten valujen betoneista valmistettiin kuitenkin käyttämällä alhaislämpösementtejä (LH-sementti). Yhteensä LH-sementtiä käytettiin noin 30 % kaikesta käytetystä sementtimäärästä. LH-sementtinä käytettiin OL1:llä Kolarin alhaislämpösementtiä ja OL2:lla Lohjan masuuniportlandsementtiä. Alhaislämpösementeille on lämmönkehityksen rajaksi määrätty 250 KJ/Kg 7 vuorokauden aikana. Tämä vastaa myös nykyään käytössä olevia määräyksiä (Haara, et al., 2018, p. 31). Lisäksi sementin lujuuden vähimmäisvaatimuksena on käytetty 40 MN/m<sup>2</sup>. Testausikä on ollut LH-sementillä 91 vuorokautta ja tavallisella sementillä 28 vuorokautta.

Taulukossa 4 esitetään betonin suhteituksessa käytetyt sementtimäärät ja vesisementti-suhteet käytetyille betoneille. Vesisementti-suhteesta ei OL1:n osalta ole saatavilla tarkkoja arvoja, vaan ainoastaan suhteituksen ääriarvot. Betonityökertomuksen mukaan todelliset arvot ovat kuitenkin olleet selvästi pienemmällä vaihtelulla. Taulukossa esitetään lisäksi betonien notkeusluokat, ilmamäärät ja tiheydet, jos niiden tiedot on työkertomuksissa annettu. Kuten taulukosta nähdään, suuria eroja betonien suhteituksessa ei ole ollut. Betonien ominaisuuksien oletetaan vastaavan likimäärin toisiaan, joten edempänä betoneihin viitataan pääasiassa vain lujuusluokan perusteella. Betonien lujuudet on esitetty lieriölujuuksina.

**Taulukko 4. Betonilaatujen tietoja**

	Betoni	Suunnittelulujuus [MN/m <sup>2</sup> ]	Sementti [kg/m <sup>3</sup> ]	Vesi/ sementti	Notkeus- luokka [sVB]	Ilma- määrä, [%]	Betonin tiheys [kg/m <sup>3</sup> ]
OL1	K25, LH	25	265	0,62 - 0,82	2,2	1,5	2350
	K30	30	326	0,55 - 0,66			
OL2	K25, LH	25	265	0,75	2 - 3	-	-
	K30	30	325	0,62			

Betoniasemalla vetenä käytettiin Eurajoesta saatua vettä ja kiviaineksena pääosin työmaan louhetta. Lisäksi kiviainesta hankittiin lähialueiden esiintymistä, pääasiassa Nakkilasta, Hämeenkyröstä ja Säkylästä. Sekä vesi että käytetty kiviaines todettiin VTT:n toimesta betoniin soveltuvaksi. OL1-työmaalla käytettiin lisäaineistettuja betoneja vain 4 %, kun OL2-työmaalla määrä oli 14 %. Yleisimmin käytettiin hidastinta, erityisesti massiivisten valujen yhteydessä. Lisäksi OL2:lla käytettiin notkistinta, jotta betoni tiivistyisi paremmin tiheästi raudoitetuissa rakenteissa.

Raudotteina käytettiin pääasiassa A400 H ja A400 HS harjateräslaatuja, minkä lisäksi käytettiin ainakin ruotsalaistyyppisiä Ks40s sekä Ks40 laatuja. Rauditusmäärät ovat hieman vaihdelleet, sillä OL1-työmaalla terästä käytettiin noin 101 Kg/betoni-m<sup>3</sup> ja vastaavasti OL2:lla noin 92 Kg/betoni-m<sup>3</sup>. Terästen suojabetonipeitepaksuudet on esitetty taulukossa 3. Terästen ominaisuuksista testattiin ainakin veto- ja taivutuslujuuksia.

### Rakenteen laatu

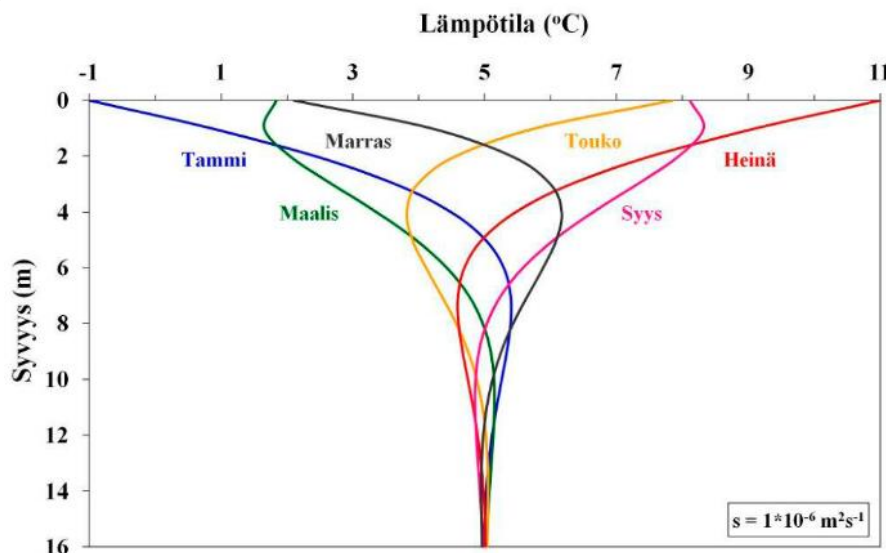
Rakenteiden laadunvalvonta on keskittynyt puristuslujuuden seurantaan. Lisäksi vedenpitävien rakenteiden osalta vedenpitävyyttä on tutkittu. Tutkimukset on tehty RIL 53 d mukaan. Normaalkoekappaleista on testattu lujuus vähintään yhdestä koekappaleesta alkavaa sataa betonikuutiota kohti. Testaukset suoritettiin virallisessa koeistustiloksessa. Betonin lujuus katsottiin hyväksyttäväksi, jos 12 kappaleen keskiarvio täytti asetetun suunnittelulujuuden eikä erityisen huonoja yksittäisiä arvoja esiintynyt. Vedenpitävyyden katsottiin täytyvän, jos tutkittu vedentun-

keutumaluku oli enintään yhdessä kolmesta koekappaleesta suurempi kuin yksi. Vedenpitävyyden keskiarvo on ollut OL1-laitosyksikön osalta 0,24 ja vastaavasti OL2-laitosyksiköllä 0,21, pois lukien suojarakennusten näytteet.

## 3.2 Ympäristön ominaisuudet

### 3.2.1 Lämpötila

Lämpötilan ja erityisesti pakkasen vaikutus betonirakenteen ikääntymiseen pienenee nopeasti maan alla. Kuvasta 17 nähdään, että maanpinnan lämpötilan vaihtelu muuttuu merkityksettömäksi jo noin 5 metriä maanpinnan alapuolella. Oleellisesti lämpötilan muutokset vaikuttavatkin vain noin 1...2 metrin syvyydelle asti. Asia voidaan todeta myös roudan suurimman syvyyden perusteella. Olkiluodon alueella, karkeassa maassa routa saavuttaa noin 2,4 metrin syvyyden kerran 50 vuodessa. (Kunnas, 2013, p. 34). Tämän tason alapuolella maa on siis käytännössä aina jäätympisteiden yläpuolella. Karkearakeisissa maalajeissa routiminen ei myöskään yleensä ole ongelma (Kunnas, 2013, p. 25). Rakennusten sisältä tuleva lämpö voi myös lämmittää maata ja pienentää roudan syvyyttä. Olkiluodossa on tehty roudan syvyyden mittauksia vuodesta 2001 lähtien (Posiva Oy, 2011, p. 83). Tänä aikana suurin havaittu syvyys on ollut vain 0,7 metriä. Näillä perusteilla voidaan sanoa, että pakkasen vaikutus kohdistuu maanalaisten seinien osalta vain aivan rakenteen yläosaan. Käytännössä sen merkitys lienee mitättömän pieni yli metrin syvyydessä.



Kuva 17. Pintalämpötilan vaikutus maan alla (Leppäharju, 2008, p. 7)

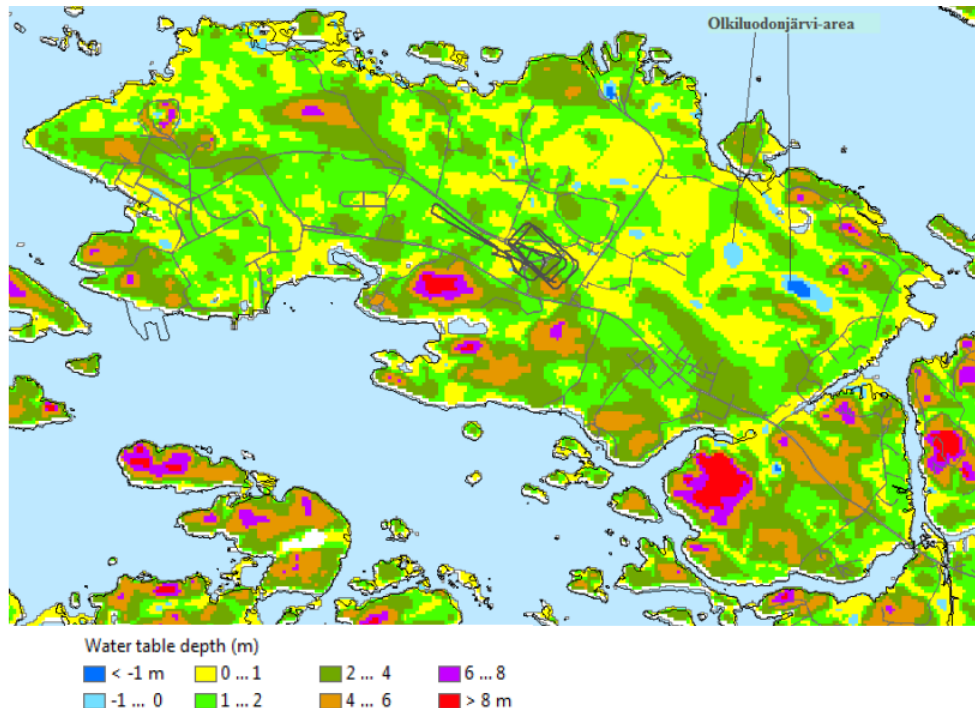
Syvällä olevat rakenteet ovat kuvan 17 mukaisesti aina noin + 5 °C lämpötilassa. Näissä oloissa monet kemialliset reaktiot voivat tapahtua. Todennäköisesti reaktionopeus on kuitenkin melko alhainen, koska usein kemialliset reaktiot kiihtyvät lämpötilan noustessa. Tosin esimerkiksi thaumasiitti on yleinen ongelma nimenomaan näissä lämpötiloissa. Lämpötilan osalta voidaankin todeta rakenteen jakautuvan kahteen erilaiseen osaan. Hyvin lähellä maanpintaa rakenteet altistuvat ulkoilman vaihteluille ja erityisesti pakkaselle. Näissä rakenteissa pakkasen aiheuttaakin rakenteille rasisluokan XF1 (Punkki & Räisänen, 2017, p. 55). Rasisluokista kerrotaan lisää luvussa 3.3. Tämän alapuolella rakenteisiin ei kohdistu lämpötilasta aiheutuvia rasisuksia.

### 3.2.2 Pohja- ja hulevesi

#### Pohjavedenpinta

Olkiluodon pohjavedenpinnan normaalitaso esitetään kuvassa 18. Pinta seurailee väljästi maanpinnan topografiaa ja on yleensä alle 2 metrin syvyydellä maanpinnasta (Posiva Oy, 2011, p. 96). Kartassa esiintyvät negatiiviset arvot kuvaavat maanpäällä olevaa vettä kuten Olkiluodon

järveä. Yleensä Suomessa pohjavedenpinta vaihtelee noin 1...2 metrin verran (Suomen Rakennusinsinöörien liitto, 2009, p. 19) vuodenaikojen mukaan. Kuvassa 18 nähdään, että laitospihalla pohjavesi on noin 0...4 metrin syvyydellä maanpinnasta. Keskimäärin pohjavedenpinta on laitospihalla kuitenkin noin 1-2 metrin syvyydellä. Tämä tarkoittaa laitosten koordinaatistossa noin tasoja +2,5 ... + 1,5 metriä.



**Kuva 18.** Olkiluodon pohjavedenpinta (Posiva Oy, 2011, p. 97).

Kosteusrasitusta maan alla voi pohjaveden lisäksi syntyä maakerrosten huokostilan vesihöyrystä. Suunnittelun lähtökohtana yleensä onkin, että huokostilan kosteuspitoisuus on 100 %. Tällöin maaperä aiheuttaa rakenteeseen kosteusrasituksen. Rasitusta lisäävät myös vajovesien vaikutus. Vajovesi on painovoimaisesti alaspäin liikkuvaa vettä, joka on usein peräisin hulevesistä (Suomen Rakennusinsinöörien liitto, 2009, pp. 9,12). Pohjaveden ja maaperän aiheuttaman kosteusrasituksen suuruus riippuu oleellisesti kuivatusjärjestelmän toiminnasta. Suunnitelmien mukaan kaikki rakenteet on salaojitettu ja seinien ulkopuoliset täytöt on tehty 16/32 sepelistä. Tällöin kapillaarista nousua ei pitäisi tapahtua, ja vedet siirtyvät salaojia myöden pois. OL1-laitosyksiköllä täytöt on kuitenkin tehty luonnon hiekasta, mikä oleellisesti kasvattaa kosteusrasitusta.

Rakenne voidaan jakaa kolmeen osaan maaperän kosteusolosuhteiden perustella. Oletettavasti noin tason + 1,5 m alapuolella rakenteet ovat jatkuvasti pohjavedenpinnan alapuolella. Tämän tason yläpuolella on noin metrin alue, jossa pohjaveden pinta voi vaihdella säännöllisesti. Tällä alueella on myös huomiotava kapillaarinen nousu erityisesti OL1-laitosyksikön osalta. Hule- ja vajovedet vaikuttavat pääasiassa rakenteen yläosaan, eli noin tasojen + 3,2 ... + 2,5 m välillä. Kuivatusjärjestelmällä voi olla suuri merkitys todellisten rasitusten muodostumiseen. Toimiva järjestelmä pienentää oleellisesti rasituksia, kun rakenteet pysyvät kuivina. Kuivatusjärjestelmän ongelmat taas saattavat aiheuttaa oletettuja suurempia kosteusrasitukset. Todellinen kuva rasituksista saatiin selville kenttäkokeiden aikana. Asiaa on käsitelty luvussa 4.3.1.

Pohjaveden vaikutus riippuukin paljon salaojajärjestelmän toiminnasta. Maanalaisia seiniä ei ole pystysalaojitettu tai kosteuseristetty. Todennäköisesti pohjavesi liikkuu osittain rakenteen pinta myöden alaspäin. Tämä tarkoittaa, että rakenteen ulkopinta on luultavasti jatkuvassa kosteusrasituksessa. Paineellista pohjavettä ei pitäisi olla, joten vesi ei suoranaisesti pyri rakenteen sisälle. Erityisesti pohjaveden alapuolisissa rakenteissa voidaan kuitenkin olettaa, että hydrataatio on päässyt hyvin pitkälle. Betonilla on lähes jatkuva kosteuslähde, jolloin rakenne ei pääse kuivumaan pinnastaan. Tällöin sementin hydrataatio jatkuu pitkälle eikä esimerkiksi kuivumiskutistuminen aiheuta halkeilua.

### Pohjaveden kemiallinen koostumus

Olkiluodon pohjavettä on jo rakentamisen aikana pidetty aggressiivisena. Työmaa-aineistosta ei kuitenkaan löydetty tarkempaa kuvausta tai selitystä tälle. Pohjaveden merkittävin betonia räsittävä ominaisuus on sen sisältämät kemialliset aineet. Näitä ovat tyypillisesti esimerkiksi sulfaattit ja kloridit, jotka riittävän suurina pitoisuuksina voivat olla haitallisia betonille (Punkki, 2016). Muita pohjavedessä tyypillisesti esiintyviä ja betonille haitallisia aineita esitetään taulukossa 5 raja-arvoineen. OL1- ja OL2-laitosyksiköiden salaojakuopista otettiin pohjavesinäytteet maaliskuussa 2019. Näytteet analysoitiin TVO:n laboratoriossa ja tulokset esitetään taulukossa 6. Tulosten lisäksi taulukossa esitetään mittauspaikkojen korkeustasot.

Taulukkoja vertaamalla voidaan määrittää pohjaveden kemiallinen rasitusluokka. XA-rasitusluokan valinta riippuu ympäristön rasituksen aggressiivisuudesta taulukon 5 mukaisesti. Kun jonkin aineen pitoisuus ylittää raja-arvon, saa ympäristö taulukon mukaisen rasitusluokan. Useamman pitoisuuden ylittäessä raja-arvon, valitaan aina korkein rasitusluokka. Lisäksi, jos useampi pitoisuus osuu samaan luokkaan, niiden yhteisvaikutus nostaa luokkaa yhdellä. (Punkki & Räisänen, 2017, pp. 23-28). Tuloksista nähdään, että sulfaatit ylittävät XA1 rasitusluokan raja-arvon kahdessa mittauksessa. Muiden aineiden pitoisuudet eivät ylitä raja-arvoja. Täten pohjaveden rasitusluokaksi voidaan olettaa XA1.

**Taulukko 5.** Pohjaveden kemiallisten rasitusten viitearvot ja rasitusluokat (SFS-EN 206, 2016)

Chemical characteristic	Reference test method	XA1	XA2	XA3
<b>Ground water</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/l	EN 196-2	≥ 200 and ≤ 600	> 600 and ≤ 3 000	> 3 000 and ≤ 6 000
pH	ISO 4316	≤ 6,5 and ≥ 5,5	< 5,5 and ≥ 4,5	< 4,5 and ≥ 4,0
CO <sub>2</sub> mg/l aggressive	EN 13577	≥ 15 and ≤ 40	> 40 and ≤ 100	> 100 up to saturation
NH <sub>4</sub> <sup>+</sup> mg/l	ISO 7150-1	≥ 15 and ≤ 30	> 30 and ≤ 60	> 60 and ≤ 100
Mg <sup>2+</sup> mg/l	EN ISO 7980	≥ 300 and ≤ 1 000	> 1 000 and ≤ 3 000	> 3 000 up to saturation
<b>Soil</b>				
SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> mg/kg <sup>a</sup> total	EN 196-2 <sup>b</sup>	≥ 2 000 and ≤ 3 000 <sup>c</sup>	> 3 000 <sup>c</sup> and ≤ 12 000	> 12 000 and ≤ 24 000
Acidity according to Baumann Gully ml/kg	prEN 16502	> 200	Not encountered in practice	

**Taulukko 6.** Laitosalueen pohjavesianalyysi

Näytepaikka	OL1, T1	OL1, T3	OL2, T1	OL2, T3
Kaivon taso [m]	- 14,5	-11,5	-14,5	-11,5
Sulfaatti, SO <sub>4</sub> (mg/l)	281	114	240	198
Magnesium (mg/l)	100	19	61	31
Ammonium, NH <sub>4</sub> (mg/l)	<0.02	<0.02	<0.02	0,05
Kloridi (mg/l)	1550	170	810	480
pH ( )	8	8,1	7,9	7,7
Lämpötila (°C)	18,4	21,3	18,3	21

Taulukossa 5 on määritetty raja-arvot myös aggressiivisen hiilidioksidin osalta. Olkiluodossa ei kuitenkaan ole mittauksiin tarvittavia laitteita. Yksittäisiä mittauksia on tehty ainakin 1990-luvun vaihteessa Olkiluodon Voimalaitosjäteluolan rakentamisen yhteydessä. Luolan rakentamisen aikana aggressiivisen hiilidioksidin pitoisuus määritettiin kahdesta näytteestä noin tasolta - 38 m. Mittausten pitoisuudet olivat 2,6 mg/l ja 17,6 mg/l. Näistä jälkimmäinen tulos ylittää raja-arvon. Ylitys on kuitenkin maltillinen ja toisaalta hiilidioksidin yleistä tasoa tai rakentamisen vaikutusta siihen ei tunneta.

Aggressiivisen hiilidioksidin osalta rasitusluokkaa ei voida esitettyjen ja saatavilla olevien tietojen perusteella hylätä tai varmistaa. Suurin tunnettu pitoisuus Olkiluodon saarella ylittää XA1

raja-arvon. Lisäksi tutkimusten mukaan pohjavesissä voi tavanomaisesti esiintyä raja-arvon ylittäviä pitoisuuksia (Karttunen & Tuhkanen, 2003, pp. 216-218; Ahonen, et al., 2008, p. 107). Kuitenkin sekä Olkiluodon näytteessä että yleisesti Suomessa ylitykset ovat melko maltillisia. Varsinkin, kun huomioidaan raja-arvon vaihteluväli 15...40 mg/l. Tästä syystä hiilidioksidin mahdollinen vaikutus huomioidaan kemiallisten räsitussten osalta, mutta räsitusluokkaa ei muuteta sulfaattien XA1:stä ylöspäin.

Näiden lisäksi pohjaveden alkalit ja kloridit voivat altistaa betonirakennetta vaurioille. Alkalit voivat ylläpitää ja kiihdyttää alkalikiviainesreaktiota (Pyy, et al., 2012, p. 7). Pohjaveden kloridit voivat sen sijaan altistaa rakenteita terästen korroosiolle. Taulukon 6 mukaan pitoisuudet ylittävätkin esimerkiksi betonipaaluille määritellyn kloridiräsituksen raja-arvon 1000 mg/l. Tämä on luonnollista, sillä vastaavia pitoisuuksia pohjavesissä tavataan usein lähellä merenrantaa. Tästä syystä pohjavedelle altistuvien rakenteiden räsitusluokaksi asetetaan kloridien osalta XS2. (Punkki & Mannonen, 2019; Karttunen & Tuhkanen, 2003, p. 198).

### **Hulevedet**

Hulevedet, eli sade- ja sulamisvedet, räsittävät pääasiassa rakenteen yläosia. Tämän seurauksena rakenne altistuu jäätymis-sulamis räsitukselle sekä kastumis-kuivumis sykleille. Kastuminen ja kuivuminen voivat johtaa kemiallisten yhdisteiden pitoisuuksien kasvuun betonin huokoisissa. Toisaalta hulevesistä syntyvät vajovedet voivat pitää rakennetta myös pitkään kosteana. Tämä kosteusräsitus voi altistaa rakennetta yleisesti ikääntymiselle. Hulevesille tyypillinen ominaisuus on veden pehmeys, mikä voi aiheuttaa sementtikiven kalsiumyhdisteiden liukenemista. Hiilidioksidia sadevesissä esiintyy yleensä noin 0,6 mg, minkä vuoksi sadevedet ovat usein happamia ja pH luokkaa 4-5 (Karttunen & Tuhkanen, 2003, p. 257). Tämä happamuus voi joissain tapauksissa aiheuttaa sementtikiven turmeltumista. Etelä-Suomessa sadevedet sisältävät sulfaatteja yleisesti noin 4 - 6 mg/l (Karttunen & Tuhkanen, 2003, p. 258).

## **3.2.3 Maa- ja kallioperä**

### **Maaperän kantavuus**

OL1- ja OL2-laitosyksiköt on perustettu suoraan kallion päälle. Kallioperä on lujaa, eikä epätasaista tai ongelmallista painumaa ole havaittu laitosten käyttöiän aikana. Tutkimuksien mukana Olkiluodon pääkivilajien puristuslujuus vaihtelee noin 95 - 111 MPa:n välillä. (Posiva Oy, 2011, p. 252).

### **Sulfaattipitoinen maaperä**

Happamat sulfaattimaat voivat aiheuttaa betonille kemiallisia räsituksia ja vaurioita. Sulfaattipitoisessa maaperässä esiintyy rikkipitoisia sedimenttejä, jotka ovat voimakkaasti happamia. Niiden pH on usein alle 4. Tämän lisäksi sulfaattimaiden alueella voi esiintyä biologista korroosiota, kun bakteerien vaikutuksesta sulfaatit pelkistyvät sulfiiteiksi. Reaktion seurauksena vapautuu rikkivetyä, joka edelleen pelkistyy rikkihapoksi. Tämän seurauksena betoni voi vaurioitua nopeasti. (Vertanen, 2016, p. 13; Haara, et al., 2018, pp. 135-136).

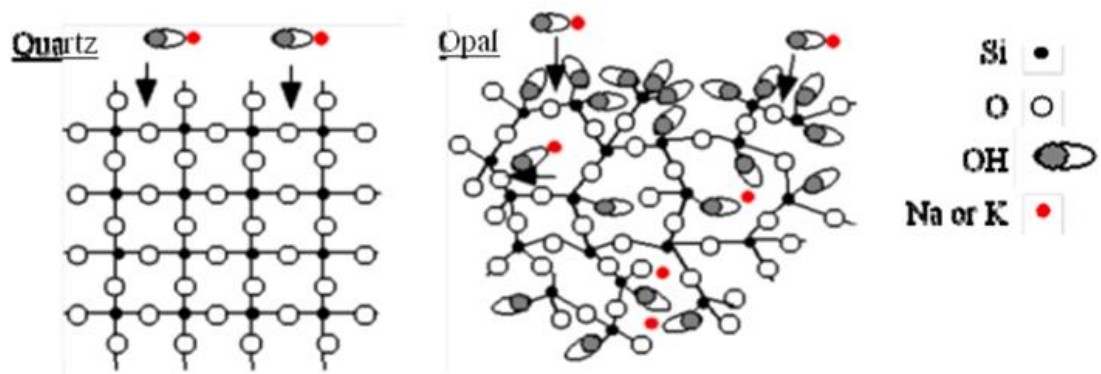
Happamat sulfaattimaat ovat hienojakoista maa-ainesta, kuten savea tai hietaa, joka on nousut kuivalle maalle maankohoamisen johdosta. (Punkki & Räisänen, 2017, pp. 24-25; Vertanen, 2016, p. 11). Laitosalueella täytöt ja piha-alueet on pääosin tehty murskeesta tai hiekasta, joten kuvatus kaltaisia maalajeja ei laitosten ympäriltä löydy. Sulfidisavet eivät siis aiheuta rakenteille räsituksia. Lähiympäristössä sulfaattipitoisia maita kuitenkin esiintyy. Suomen Geologian tutkimuskeskuksen (GTK) aineiston mukaan happamia sulfaattimaita esiintyy esimerkiksi Eurajoen alueella runsaasti. (Geologian tutkimuskeskus GTK).

### **Olkiluodon kallion kivilajit**

OL1- ja OL2 -laitosyksiköiden betonien kiviaineena on käytetty työmaiden louhetta, joka on murskattu soveltuvaan raekokoon. Murskeesta tutkittiin VTT:n toimesta ainakin puhtaus, lujuus, tiheys, rakeisuus ja raemuoto. Tutkimuksissa ei tunnistettu mitään, miksi sitä ei voisi betonin run-

koaineena käyttää. Toisaalta, tällöin ei vielä tunnettu alkalikiviainereaktiota. Kiviaineksen alkali-reaktiivisuutta ei siis luonnollisesti ole tutkittu. Alkalikiviainesreaktiota ja sen vaikutuksia on esitetty laajemmin luvussa 2.1.3, jossa todettiin alkalipiidioksidireaktion olevan Suomessa yleisin mekanismi. Tästä syystä seuraavaksi käsitellään kiviaineksen reaktiivisuutta alkalipiidioksidireaktion perusteella.

Kiviaineksen alkalireaktiivisuus riippuu sen koostumuksesta. Lisäksi se määrittää, mikä alkalikiviainesreaktion tyypeistä käynnistyy. Esimerkiksi alkalipiidioksidireaktiota varten tulee olla riittävästi reagoivaa piidioksidia ( $\text{SiO}_2$ ) eli silikaa. Piidioksidin olemassaolosta tai määrästä ei kuitenkaan voida suoraan päätellä kiviaineksen reaktiivisuutta. Reaktiivisuuden kannalta oleellista onkin piidioksidin sisäinen epäjärjestys ja pinta-ala. Pinta-alan suuruus vaikuttaa reagoivan pinnan määrään ja siten esimerkiksi reaktionopeuteen. Kiderakenteen epäjärjestyksestä voidaan päätellä kiviaineksen reaktiivisuus. Epäjärjestyksen kasvaessa reaktiivisuus kasvaa. Esimerkiksi kuvassa 19 nähdään opaalin ja kvartsin kiderakenteet. Kvartsin rakenne on hyvin järjestelmällinen, kun opaalin rakenne on lähes kaoottinen. Tämä selittää ainakin osan siitä, että opaali on hyvin reaktiivinen. Sen sijaan tarkasti järjestäytynyt kvartsi on yleensä reagoimaton. Joissain tapauksissa kvartsikin saattaa olla reaktiivinen, erityisesti jos sen rakenne on hienokiteistä tai jännitettyä. Näiden lisäksi esimerkiksi juonteinen gneissi saattaa olla alkalireaktiivista. (Thomas, et al., 2013, p. 17; Godart, et al., 2013, pp. 14-15).



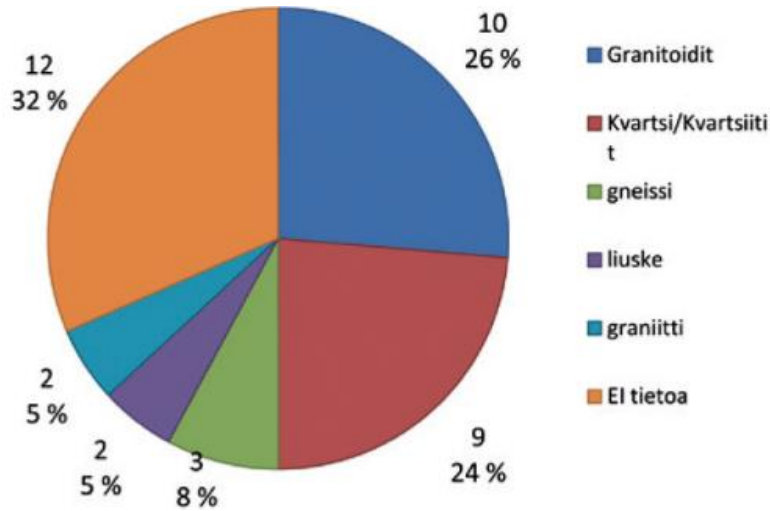
**Kuva 19.** Kvartsin ja opaalin kiderakenne (Thomas, et al., 2013, p. 17)

Edes reaktiivisen piidioksidin olemassaolosta ei voida vielä päätellä alkalikiviainesreaktion voimakkuutta. Piidioksidin tyyppi ja määrä vaikuttavat reaktion nopeuteen ja voimakkuuteen. Heikosti kiteiset tai amorfiset piidioksidit, kuten opaali reagoivat yleensä voimakkaasti muutaman vuoden kuluessa, vaikka niiden pitoisuus olisi vain luokkaa 1 %. Hienojakoiset tai jännitetyt kvartsit taas vaativat pidemmän ajan sekä pitoisuuden aiheuttaakseen merkittäviä haittoja. Muita reaktiivisuuteen vaikuttavia asioita ovat ainakin reagoivan kiviaineksen raekoko ja tilavuusosuus betonista. Näiden tekijöiden osalta voidaan usein löytää tietty kynnysarvo, jonka ylä- ja alapuolella turpoaminen on kynnysarvoa vähäisempää. Isolla raekoolla tai pienellä tilavuusosuudella geelin ja vaurioiden syntyminen kestää hyvin pitkään, koska reagoivaa pinta-alaa on suhteellisen vähän. Pienellä raekoolla tai suurella tilavuusosuudella reaktio saattaa edetä hyvin nopeasti. Onkin mahdollista, että reaktio kuluu loppuun jo ennen betonin kovettumista. Tällöin rakenteeseen ei muodostu vaurioita, vaan geeli saa turvota plastisessa massassa vapaasti. (Thomas, et al., 2013, pp. 16-21). Tähän ilmiöön viitataan usein englannin kielisellä termillä *Pessimism behaviour*. Lisäksi käytetään termejä *pessimism content*, kuvaamaan kiviaineksen määrän vaikutusta, ja *pessimism size*, kuvaamaan raekoon vaikutusta. (Godart, et al., 2013, pp. 16-18).

AKR:n yleisyyttä Suomessa on tutkittu esimerkiksi siltojen ja uimahallien osalta. Nykyään onkin yleisesti tiedossa, että suomalainen kiviaines on mahdollisesti alkalireaktiivista. Muutos on kuitenkin tapahtunut vasta viime vuosien aikana, ja Suomesta edelleen puuttuvat kansalliset ohjeet alkalikiviainesreaktion huomioimiseksi. (Lahdensivu & Husaini, 2015; Lahdensivu, et al., 2018; Pyy, 2018). Kuvassa 20 esitetään Etelä-Suomen silloista löydetty reagoivat kiviainekset. Tutkituista 97 sillasta noin 27:ssä esiintyy alkalikiviainesreaktiota, joka on poikkeuksesta piidioksidireaktion aiheuttamaa. Kuvasta nähdään, että noin puolet reagoineista kiviaineksista on ollut granitoideja, kvartsia tai kvartsiittia. Lisäksi esiintyy pieniä määriä graniittia, gneissia ja liuskeita. On kuitenkin syytä huomata, että kolmanneksessa kiviaineksen tyyppiä ei ole saatu selvitettyä.

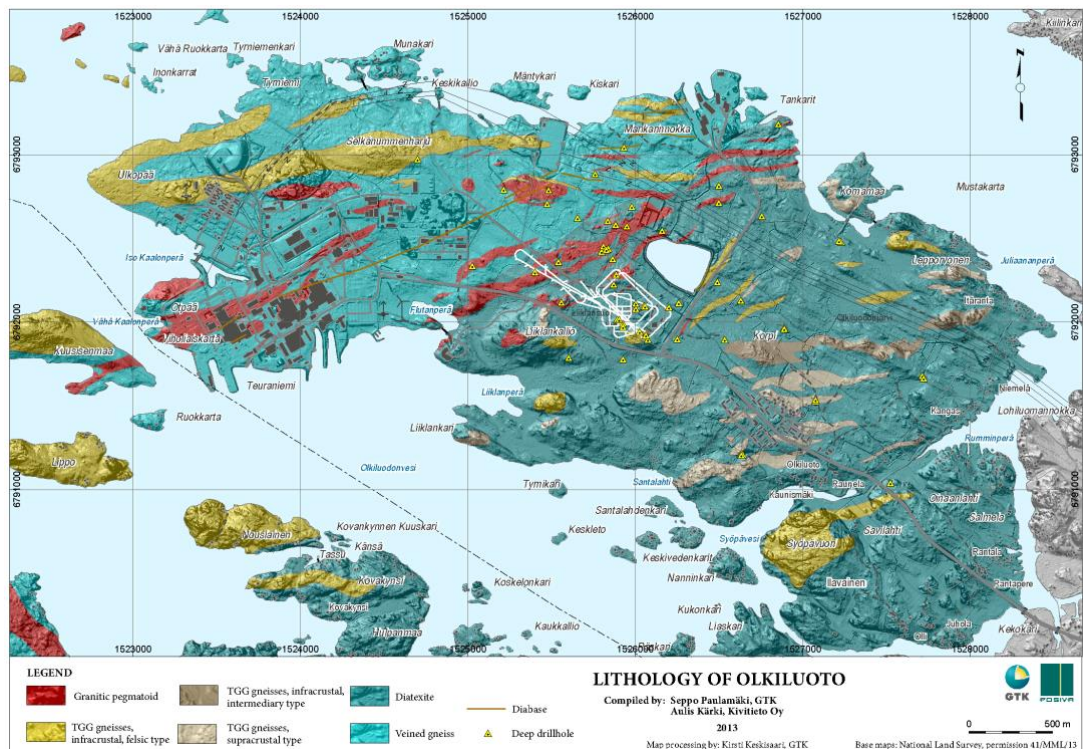


Pyyn ja Holtin mukaan (2010) suomalaiset reagoivat kivilajit ovat yleensä erilaisia kiillepitoisia, kvartsirikkaita tai metamorfoituneita kvartsiittisia liuskeita. On syytä huomata, että tutkitut sillat on rakennettu tuntematta alkalikiviainesreaktion vaikutuksia. Tästä syystä kiviaineksen valinnassa on huomioitu muut asiat, kuten lujuus ja raemuoto, kiinnittämättä mitään huomiota piidioksidin sisäiseen epäjärjestykseen.



**Kuva 20.** Siltojen alkalireaktiiviset kivilajit (Lahdensivu & Husaini, 2015)

Olkiluodon alueella on tutkittu laajasti kallio- ja maaperän ominaisuuksia, erityisesti Posivan tutkimusohjelmien yhteydessä (mm. (Aaltonen, et al., 2016) (Posiva Oy, 2011)). Olkiluodon kallioperä on kuvan 21 mukaan jakautunut kahteen vyöhykkeeseen. Saaren itäinen osa koostuu korkealuokkaisista migmatiiteista, joita kutsutaan nimellä *diatexite*. Sen sijaan saaren läntinen osa koostuu pääasiassa juonteisesta gneissistä. Näitä kahta päävyöhykettä halkovat muun muassa graniittisen pegmatoidin juovat. (Aaltonen, et al., 2016, pp. 43-44). Laitospihan alue, ja siten myös louhinnasta saatu kiviaines, koostuvat pääasiassa juonteisesta gneissistä sekä graniittisesta pegmatoidista. Kuvassa punainen väri kuvaa pegmatiittia ja turkoosi juonteista gneissia.



**Kuva 21.** Olkiluodon kallioperä (Aaltonen, et al., 2016, p. 46)

Graniittinen pegmatoidi on hyvin karkearakeinen kivilaji, jossa piidioksidin pitoisuus on yleensä luokkaa 70–80 % ja kokonaisalkalipitoisuus vaihtelee välillä 4–12 %. Muita ominaisia piirteitä ovat korkea alumiinipitoisuus ja alhainen kalsiumpitoisuus. Gneissit ovat sen sijaan hienorakeisia, homogeenisia sekä heikosti liuskeisia kivilajeja. Gneissien piidioksidi pitoisuudet vaihtelevat 60–80 % välillä, ja niissä voidaan havaita korkeita alkalipitoisuuksia. Mineraaleista graniitin kvartsipitoisuus on keskimäärin noin 35,2 %, kun gneissillä pitoisuus vaihtelee noin 15–30 % välillä. Ominaisuuksissa on erityisesti gneissien osalta merkittävästi vaihtelua, koska alueella esiintyy useita erityyppisiä gneissejä. Ominaisuuksissa on myös suurta vaihtelua kivilajien sisällä. (Kärki & Paulamäki, 2006, pp. 40-41, 55, 63-66).

Vertaamalla Kärki & Paulamäen (2006, pp. 40-41) ja Thomas et al. (2013, p. 16) esittämiä listoja voidaan arvioida mitkä Olkiluodon mineraalit ovat potentiaalisesti alkalireaktiivisia. Olkiluodossa esiintyvät mineraalit ovat kvartsia lukuun ottamatta reagoimattomia. Kuitenkaan kvartsi ei välttämättä ole reagoivaa tyyppiä. Esiintyvistä kivilajeista gneissit ovat Kärki & Paulamäen mukaan hienorakeisia, kun pegmatoidit ovat sen sijaan karkearakeisia. Tällä perusteella gneissien hienorakeiset kvartsit ovat todennäköisemmin reaktiivisia. Lisäksi Godart et al. (2013, p. 15). mukaan juonteinen gneissi on potentiaalisesti reaktiivinen kivilaji.

Kivilajin teoreettisesta reaktiivisuudesta ei kuitenkaan voida suoraan olettaa alkalikiviainesreaktion todennäköisyyttä. Alkalikiviainesreaktion arvioinnissa on huomioitava betonin kiviaineksen kokonaisvaikutus. Käytännössä tämä tarkoittaa esimerkiksi kivilajin pessimus käyttäytymistä. Lisäksi yhden kivilajin teoreettisesta reaktiivisuudesta ei voida olettaa betonin alkalikiviainesreaktion todennäköisyyttä. Luotettava kuva kiviaineksen reaktiivisuudesta saadaankin vain laboratoriotutkimuksin. Vähintään tulee suorittaa petrografinen tutkimus. Silläkin saadaan tietää vain tietyn kivilajin reaktiivisuus. Tutkimuksessa ei myöskään yleensä saada täyttä varmuutta, ellei kiviaines ole selvästi reagoimatonta tai reaktiivista. Yleensä tuloksena on, että kiviaines on potentiaalisesti reaktiivista. Tällöin lisätutkimuksina voidaan käyttää erilaisia turpoamistestejä. Testit tulee aina suorittaa sillä raejakaumalla ja niillä kiviaineksilla, joilla betoni on suunniteltu tehtävän tai tehty. Näin saadaan varmuus kokonaiskiviaineksen reaktiivisuudesta, huomioiden myös niiden keskinäiset vaikutukset. (Nixon & Sims, 2016, pp. 5-7, 16).

Esitettyjen tietojen pohjalta ei voida varmistaa betonin runkoaineena käytettyjen materiaalien reaktiivisuutta tai reagoimattomuutta. Tarkastelluista kivilajeista pegmatoidi vaikuttaa todennäköisesti reagoimattomalta, kun gneissi on sen sijaan mahdollisesti reagoivaa. Näiden lisäksi kiviainesta on tuotu myös muualta, mutta näistä kivilajeista ei ole saatavilla tarkempia tietoja. Niiden alkalireaktiivisuutta ei siis ole selvitetty. Kuitenkin, riippumatta teoreettisesta reaktiivisuudesta, ei betonin kokonaiskiviaineksen reaktiivisuutta voida varmistaa ilman laboratoriotutkimuksia. Alkalikiviainesreaktion mahdollisuutta ei siis voida sulkea pois OL1- ja OL2-laitosyksiköiden maanalaisten rakenteiden osalta. Valuissa käytettyä kiviainesta on pidettävä mahdollisesti reaktiivisena, koska muuta ei voitu osoittaa. Kiviaines sisältää korkeitakin alkalipitoisuuksia, joka voi mahdollisesti pahentaa vaurioita. Käytetyn sementin alkalipitoisuus riittää reaktion käynnistymiseen. Lisäksi rakenteiden kosteusrasitus pitää rakenteen todennäköisesti jatkuvasti märkänä. Reaktion edellytykset ovat siis olemassa. Kuitenkaan reaktio ei välttämättä käynnisty. Alkalikiviainesreaktion olemassaolo ja eteneminen onkin selvitettävä kuntotutkimuksen keinoin.

### 3.2.4 Muut olosuhteet

Muita rakenteisiin kohdistuvia olosuhteita ovat ainakin hiilidioksidi, säteily sekä sähköiset hävännäiset. Ilmakehän hiilidioksidi voi aiheuttaa betonin karbonatisoitumista erityisesti lähellä maanpintaa. Kuten luvussa 2.1 esitettiin, karbonatisoituminen etenee vain suhteellisen kosteuden ollessa noin 50–75 %. Karbonatisoituminen ei siis etene kuivassa tai vedenalaisissa rakenteissa. Reaktio ei todennäköisesti ole ongelma pohjaveden alapuolella. Lähellä maanpintaa hulevedet pitävät rakennetta kosteana, mutta eivät jatkuvasti märkänä. Täällä karbonatisoituminen voi edetä kohtalaisesti, ja rasitus vastaa sokkelirakenteiden rasitusluokkaa XC3,4 (Punkki & Räisänen, 2017, p. 54). Muualla rasitusluokka on oletettavasti XC2 (Punkki, 2016). Toisaalta sulkulaatta tiloissa karbonatisoituminen voi edetä nopeammin, koska rakenteet ovat yhteydessä ilmaan. Näiden rasitusluokka voikin todellisuudessa olla myös XC3,4, jos ne eivät ole jatkuvasti märkiä.

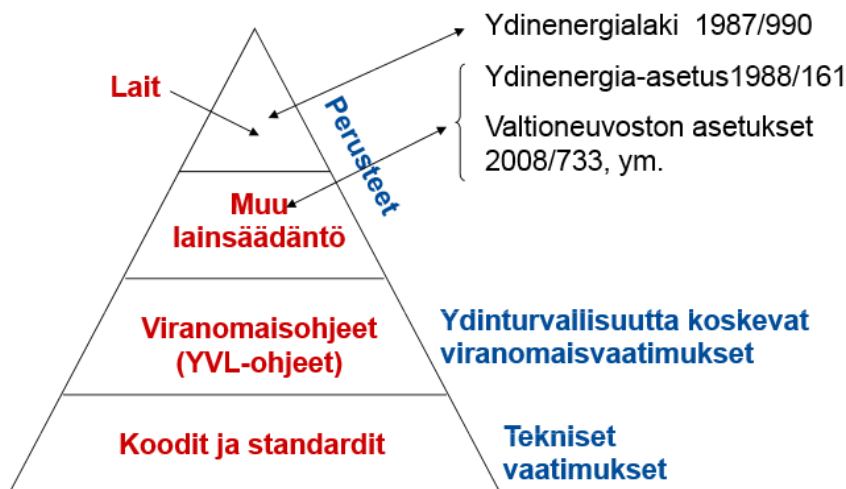


Ydinvoimalaitoksen betonirakenteista säteilylle altistuu pääasiassa vain reaktorin biologinen suoja. Tämän ulkopuolella säteilyrasitus pienenee merkittävästi, eikä sillä ole vaikutusta rakenteiden ikääntymiselle. Säteilytasojen tulee olla hyvin suuria, ennen kuin vanhenemista voi tapahtua betonissa (International Atomic Energy Agency, 2016, pp. 43-44).

Muista olosuhteista tärkeimpänä voidaan pitää sähköisten hajavirtojen mahdollisuutta. Ydinvoimalaitoksen alueella on paljon sähköjärjestelmiä, joissa liikkuu usein korkeajännitteistä sähköä. Näiden järjestelmien ominaisuuksista tai vioista johtuvat hajavirrat eivät voi aiheuttaa terästen korroosiota, koska niissä liikkuu pääasiassa vaihtosähköä. Sen sijaan hajavirrat voivat kiihdyttää korroosiota. Korroosiovaurioista hajavirtojen vaikutuksen tunnistaminen on kuitenkin hyvin haastavaa. Rakenteiden kuntoa tutkittaessa hajavirrat on kuitenkin otettava huomioon.

### 3.3 Teknologinen ikääntyminen

Tiedon ja määräysten kehittyminen vaikuttaa merkittävästi ydinvoimalaitoksen rakenteiden ikääntymiseen. Ydinvoiman rakentaminen ja käyttö on vahvasti säädeltyä, millä pyritään varmistamaan tarvittavan turvallisuustason ja käytettävyyden ylläpitäminen koko laitoksen käyttöajan. Kuten luvussa 2.1.6 esitettiin, rakenteen vanhanaikaistuminen voi tapahtua esimerkiksi säädösten, standardien tai tekniikan kehittymisen kautta. Suomessa ydinvoimaan sovellettavaa säädös- ja määräyskokonaisuutta esitellään kuvassa 22. Laitosten käytön korkeimpana ohjeena toimii lainsäädäntö, jonka tärkeimpiä osia ovat ydinenergialaki sekä -asetus. Ne muodostavat perustan, jolle tarkemmat ohjeet pohjautuvat. Lainsäädäntöä tarkempina ohjeina Säteilyturvakeskus laatii ja ylläpitää Ydinvoimalaitosohjeita (YVL-ohjeet), joita täydennetään koodien ja standardien avulla. Näin muodostuvat sekä turvallisuutta koskevat viranomaisvaatimukset että rakenteisiin kohdistuvat tekniset vaatimukset. Kansallisen säätelyn lisäksi on huomioitava kansainvälisten järjestöjen, kuten IAEA:n julkaisujen vaikutukset.



Kuva 22. Suomen lainsäädännön ja viranomaisten ohjeiden hierarkia (Nevalainen, 2012)

Suurin teknologinen ikääntyminen laitosten käyttöajan aikana on aiheutunut YVL-ohjeiden kehittymisen ja rakentamisen säilyvyssuunnittelun kautta. Lainsäädännössä on tapahtunut vain yksi oleellinen muutos, kun vuoden 1957 atomienergiain laki korvattiin vuonna 1987 ydinenergialailla. Tätä on sen jälkeen täydennetty useilla eri asetuksilla. (Ydinenergialaki, 1987). Ydinenergialain nojalla Säteilyturvakeskus on julkaissut ja päivittänyt YVL-ohjeita, joista ensimmäiset julkaistiin vuonna 1974. Tämän jälkeen ohjeistoa on päivitetty useaan otteeseen. YVL-ohjeet koskevat kuitenkin pääasiassa vain ydin- ja säteilyturvallisuuden kannalta oleellisia rakenteita, kuten reaktorin suojarakennusta. (Säteilyturvakeskus; Säteilyturvakeskus, 2013).

Tutkimuksen kohteena oleviin maanalaisiin ulkoseiniin kohdistuvat vaatimukset muodostuvatkin pääasiassa hyvän rakentamistavan ja alan yleisen normiston perusteella. Vanhanaikaistuminen voi syntyä esimerkiksi maankäyttö- ja rakentamislain tai rakentamismääräyskokoelman vaikutuksesta. Lisäksi alan järjestöjen, kuten Suomen Rakennusinsinöörien liiton (RIL) tai Suomen

Betoniyhdistyksen (by), julkaisulla on vaikutusta alan yleiseen kehitykseen ja siten myös rakenteiden vanhanaikaistumiseen.

Ehkä suurin muutos laitosten käyttöiän aikana on säilyvyysuunnittelu, joka on nykyään oleellinen osa kaikkea rakentamista. Betonirakenteiden käyttöikäsuunnittelua on vaadittu vuodesta 2005 alkaen, eikä sitä luonnollisesti ole laitosyksiköiden osalta tehty. Suunnittelussa oleellisia vaihteita ovat rakenteiden rasitusluokkien ja suunnittelukäyttöikien valinnat. Laitosyksiköt on aikanaan suunniteltu ja rakennettu 25 vuoden käyttöiällä. Nykyisten ohjeiden mukaan näin lyhyttä käyttöikää voidaan käyttää vain, jos rakenteeseen kohdistuu erityisen kovia rasituksia ja rakenteen korjaaminen tai uusiminen on helppoa (Punkki & Räisänen, 2017, p. 12). Ydinvoimalaitoksen maanalaisten seinien ei voida sanoa täyttävän näitä ehtoja, mikä aiheuttaa rakenteen teknologista ikääntymistä. Vertailutietona, by 68:n (2017, p. 32) mukaan perustusrakenteet tulisi nykyään suunnitella 100 vuoden suunnittelukäyttöiällä.

Rakenneosien rasitusluokat määräytyvät niihin kohdistuvien rasitusten kautta. Luokat esitetään taulukossa 7. Arvioidut rasitusluokat on esitetty olosuhteiden yhteydessä luvussa 3.2. Näistä koottiin rasitusluokkayhdistelmät maanpinnan lähellä oleville rakenteille ja muille. Yhdistelmät esitetään taulukossa 8. Vastaaviin yhdistelmiin päädytään esimerkiksi noudatettaessa betoniyhdistyksen ohjeita (Punkki & Räisänen, 2017, p. 30). Ohjeet eivät kuitenkaan yleensä huomioi kemiallisen rasituksen arviointia, vaan ne arvioidaan standardin SFS-EN 206 (2016) raja-arvojen perusteella. Kemiallisten rasitusten raja-arvot esitettiin taulukossa 5.

**Taulukko 7. Rasitusluokat (Punkki & Räisänen, 2017, pp. 17-28)**

Rasitusluokka	Kuvaus
X0 -	Ei rasituksia
XC 1-4	Karbonatisoitumisen aiheuttama teräskorroosio
XS 1-3	Kloridien aiheuttama teräskorroosio, kloridit merestä
XD 1-3	Kloridien aiheuttama teräskorroosio, kloridit muualta
XF 1-4	Jäätymis-sulamisrasitus
XA 1-3	Kemiallinen rasitus

**Taulukko 8. Rasitusyhdistelmät tutkittaville seinille olosuhdearvion perusteella**

Korkeustaso	Rasitusluokkayhdistelmät
+ 3,2 ... + 2,5	XC3,4    XF1
< + 2,5	XC2    XS2    XA1

Rasitusluokkayhdistelmille on ohjeissa annettu teknisiä suosituksia esimerkiksi betonin lujuudesta tai suojapeitteistä. Taulukossa 9 esitetään ohjearvoja oletetuille rasitusluokkayhdistelmille. Lisäksi esitetään OL2-laitosyksikön rakenteiden tiedot. Nämä valittiin, koska laitosten välillä ei ole suuria eroja ja koska OL2:n osalta vesisementti-suhde on tarkemmin tiedossa. Taulukossa esitetään puristuslujuuden, sementtimäärän sekä peitepaksuuksien miniarvot sekä vesisementti-suhteen maksimiarvo. K30 betonien osalta sementtimäärä ja peitepaksuudet vastaavat vaatimuksia. Lujuus tai vesisementti-suhde eivät kuitenkaan vastaa ohjearvoja suola- ja kemiallisen rasituksen osalta. Massiiviset K25 rakenteet on todennäköisesti suunniteltu toimivan raudoittamattomana, joten vaatimukset eivät suoraan koske niitä. Voidaan kuitenkin todeta, että säilyvyyden osalta rakenteet ovat teknologisesti vanhentuneita. Ne eivät vastaa nykyisiä käsityksiä hyvästä säilyvyydestä tai rakentamistavasta. Tämä ei kuitenkaan tarkoita, että rakenteet huononisivat.

**Taulukko 9. Rasitusluokkien ohjearvot (Punkki & Räisänen, 2017, pp. 55, 81; Liikennevirasto, 2017, p. 31)**

Rasitusluokka / rakenne	Puristus-lujuus [MPa]	Vähimmäisarvot		Vesisementti suhde
		Sementti-määrä [Kg/m <sup>3</sup> ]	Peitepak-suus [mm]	
XA1	C30/37	300		
XC3,4; XF1	C30/37		50	
XC2; XS2; XA1	C35/45		45	0,4
K25, LH	C25/30	265	25...45	0,75
K30	C30/37	325	50	0,62

#### Uudet vanhenemismekanismit

Ikääntymisen hallinnan kannalta merkittävä haaste on uusien ikääntymisilmiöiden ja -mekanismien tunnistaminen. Merkittävin laitosyksiköiden käyttöä aikana noussut uusi vanhenemismekanismi on alkalikiviainesreaktio. Aihetta on käsitelty luvuissa 2.1.3 ja 3.2.3. Siitä huolimatta, että tällaista reaktiota ei tunnettu rakentamisen aikana, on sitä ja sen vaikutuksia hallittavat laitojen käytön aikana. Alkalikiviainesreaktio ja esimerkiksi DEF ovatkin tällä hetkellä tieteellisen kiinnostuksen kohteena Suomessa ja maailmalla. Esimerkiksi SAFIR2020 tutkimushankkeessa mekanismit on tunnistettu mahdollisesti ydinlaitosten käyttöikä rajoittaviksi tekijöiksi, ja niille onkin annettu suuri painoarvo tutkimusohjelmassa. (Järvinen & Hämäläinen, 2018, p. 77).

## 3.4 Nykytilan kokonaiskuva

### 3.4.1 Aiemmat kuntotutkimukset

Kansainvälisesti ydinvoimalaitosten maanalaisten rakenteiden vaurioituminen on pääasiassa tapahtunut betonin rapautumisen tai terästen korroosion kautta. Rapautuminen on yleensä pakkas- ja sulfaattien tai alkalikiviainesreaktion aiheuttamaa. Näiden lisäksi on tehty jonkin verran havaintoja epätasaisen painumisen ja kalkin liukenemisen vaikutuksista. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 76).

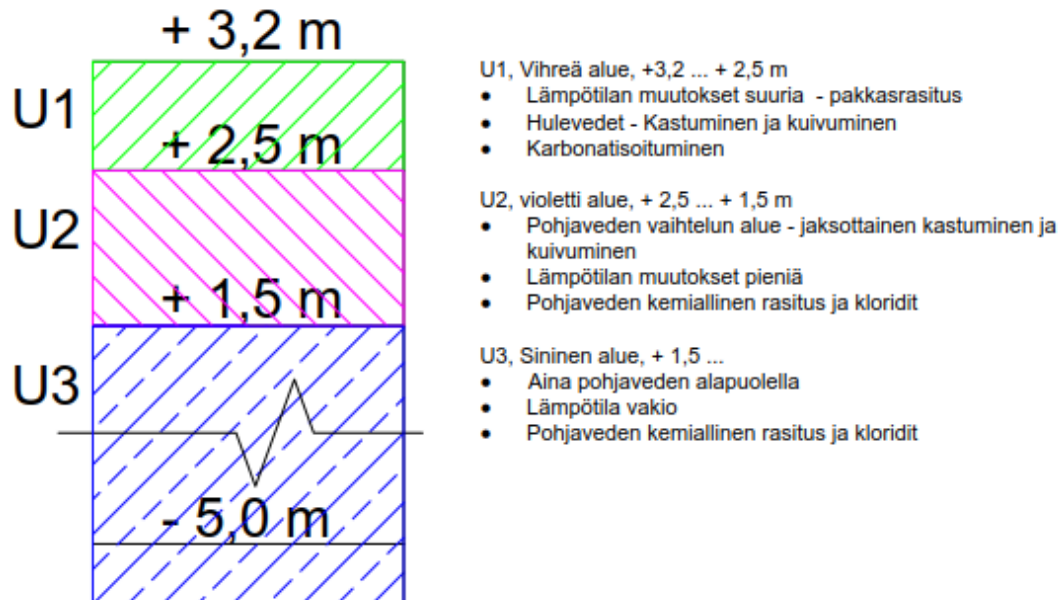
OL1- ja OL2-laitosyksiköiden maanalaisten betonirakenteiden ulkopintoja on aikaisemmin tutkittu rajatuilta alueilta. Rakennustöiden aikana tehdyistä neljästä kaivannoista löydettiin yhdeltä alueelta pintabetonin rapautumista. Vaurio sijaitsi aivan maanpinnan alapuolella, noin tasojen + 3,0 ... + 3,2 m välillä. Paikallisesti rapautuminen oli edennyt terästen syvyydelle asti. Vauriot korjattiin paikkauskorjauksena. Niiden sijainnista voidaan olettaa, että ne ovat todennäköisesti pakkarapautumisen aiheuttamia. Maanpinnan lähellä hulevedet pitävät rakennetta märkänä, jolloin pakkanen voi rapauttaa betonia. Tämän lisäksi muita vanhenemismekanismeja ei laitosyksiköiden maanalaisissa rakenteissa ole esiintynyt.

Maanalaisten seinien lisäksi OL1- ja OL2-laitosyksiköillä on tehty betonirakenteiden kuntotutkimuksia muun muassa merivesirakenteista ja eräistä ulkobetoneista. Tutkimusten mukaan rakenteet ovat hyvässä kunnossa, mutta eivät ominaisuuksiltaan vastaa nykypäivän ohjeita. Ulkobetonirakenteissa rapautumista ei ole löydetty, mutta huokosiin on jonkin verran kiteytynyt ettringiittiä. Kuivumiskutistuman aiheuttamia pinnan halkeamia esiintyy paikallisesti. Karbonatisoituminen on edennyt hitaasti, eikä rakenteista tyypillisesti ole havaittu yli 20 mm syvyyksiä. Ulkobetonit eivät ole lisähuokostettuja. Terästen korroosiota esiintyy paikallisesti eräissä ulkobetoneissa, joihin alhaisista peitepaksuuksista. Merivesirakenteissa on löydetty pintabetonista kohtuullisia kloridipitoisuuksia. Betonien lisäksi myös laitosyksiköiden salaojajärjestelmää on tutkittu.

### 3.4.2 Alustava riskiarvio

Ympäristöministeriön (2016, p. 24) oppaan mukaan kuntotutkimushankkeesta tehdään alustava riskiarvio lähtötietojen sekä kohteen katselmuksen perusteella. Luvussa 2 esitettiin laajasti betonirakenteelle mahdollisia vanhenemismekanismeja ja luvussa 3 on kuvattu kohteen rakenteiden ja ympäristön ominaisuuksia. Näiden tietojen pohjalta muodostetaan hankkeelle alustava riskienarvio, jossa verrataan vanhenemismekanismeja olosuhteisiin. Näin saadaan aikaan arvio rakenteen todennäköisistä vanhenemismekanismeista. Riskienarvio toimii lähtökohtana kuntotutkimuksen suunnittelulle luvussa 4. Riskienarvio pienentää kuntotutkimuksen riskejä ja mahdollistaa tutkimusten järkevän kohdistamisen. Tällöin on siis suurempi todennäköisyys onnistua tutkimuksessa ja saavuttaa luotettavat tulokset.

Riskienarvio tehdään rakenteittain ja olosuhteittain. Rakenteet jaetaan betonin lujuusluokan mukaisesti kahteen ryhmään, minkä lisäksi laitosyksiköt tutkitaan erikseen. Rakenneryhmät nimitetään lujuusluokan mukaisesti. Rakenteeseen kohdistuvat olosuhteet vaihtelevat korkeustason perusteella. Olosuhteet jaetaan kolmeen luokkaan kuvan 23 mukaisesti. Jako noudattaa väljästi meriveden aikaansaamia olosuhderyhmiä, jotka esitettiin kuvassa 8. Luokkia nimitetään tunnuksilla U1, U2 ja U3, joista U1 on lähinnä maanpintaa. Maanpinnan tuntumassa olosuhteet vastaavat likimäärin tavanomaisen ulkobetonirakenteen rasituksia. Merkittävimmät tekijät ovat pakkanen, hulevedet sekä karbonatisoituminen. Maakerrokset voivat pidättää vettä, mikä kasvattaa rakenteiden kosteusrasitusta. U1 luokkaan kuuluvat rakenteet ovat noin tasojen + 2,5 ... + 3,2 m välillä.



**Kuva 23.** Maanvastaisten seinien olosuhderyhmät

Luokat U2 ja U3 ovat alttiina pohjaveden kemiallisille vaikutuksille. Luokassa U3 olevat rakenteet ovat jatkuvasti pohjaveden pinnan alapuolella, eli noin tason + 1,5 m alapuolella. U2 sijoittuu kahden luokan välille, eli noin tasolle + 1,5 ... + 2,5 m. Alue vastaa likimäärin pohjaveden vaihtelua. Vaihteluväli saattaa kuitenkin olla suurempi kuin tässä oletetaan. Vaihtelun merkitys rakenteen ikääntymiselle ei myöskään ole täysin selvä. Onkin mahdollista, että todellisuudessa olosuhteet jakautuvat vain kahteen luokkaan. Salaojajärjestelmän toiminnalla onkin suuri vaikutus pohjaveden rasitusten muodostumiselle.

Karbonatisoitumisen eteneminen on mitättömän hidasta varsinkin luokassa U3, koska rakenteet ovat jatkuvasti pohjaveden pinnan alapuolella. U2:ssa pohjaveden pinnan vaihtelu ainakin teoriassa saattaa nopeuttaa reaktiota, mutta sitä ei ole huomioitu rasitusluokassa. Myös sulku-laattatiloissa karbonatisoituminen saattaa edetä nopeammin kuin tässä oletetaan. Ulkolämpötilan merkitys pienenee etäisyyden kasvaessa maanpinnalle. Luokissa U2 ja U3 pohjaveden kemiallinen rasitus ja kloridikorrosio ovatkin rakenteiden säilyvyyden kannalta oleelliset tekijät. Kemiallisista vaikutuksista merkittävimpänä on sulfaattirasitus. Pohjaveden kloridit voivat aiheuttaa

terästen korroosiota ja toisaalta vähentää sulfaattien aiheuttaman ettringiitin vaikutuksia. Näiden lisäksi rakenteiden olosuhteet ovat alkalikiviainesreaktion kannalta suotuisat. Kiviaineksen reaktiivisuudesta ei kuitenkaan ole varmuutta.

Taulukossa 10 esitetään yhteenveto lukujen 2 ja 3 aineistosta.. Taulukkoon on koottu fysikaaliset ikääntymismekanismit, ja niiden toteutumistodennäköisyydet on arvioitu kuvan 23 mukaisissa olosuhderyhmissä. Arvio perustuu edellä esitettyihin kuvauksiin.

**Taulukko 10. Rakenneluokkien todennäköiset vanhenemismekanismit**

Vanhenemismekanismi		Olosuhdeluokat		
		U1	U2	U3
Fysikaaliset	Pakkasvaurioituminen	3	0	0
	Suolujen kiteytyminen	1	1	0
	Lämpövanheneminen	0	0	0
	Säteilyvanheneminen	0	0	0
	Eroosio ja kuluminen	1	1	1
Kemialliset	Pehmeän veden liuottaminen	2	1	0
	Hapot	0	0	0
	Sulfaatit, Ettringiittireaktio	0	2	2
	Thaumasiitti	1	1	1
	Alkalikiviainesreaktio	1	2	2
	Biologinen rasitus	1	1	1
	Karbonatisoituminen ja -korroosio	2	1	0
	Kloridikorroosio	0	2	2
Mekaaniset	Betonin kutistuminen	1	0	0
	Lämpötilaerot	0	0	0
	Väsyminen	0	0	0
	Viruma	1	1	1
	Relaksaatio	0	0	0
Todennäköisyys		0	Olematon	
		1	Pieni	
		2	Kohtalainen	
		3	Suuri	

## 4. KUNTOTUTKIMUKSET

Tässä luvussa esitetään rakenteista tehty kuntotutkimus. Aluksi kuvataan kuntotutkimusta ohjaavat yleiset periaatteet. Tämän jälkeen esitellään tutkimussuunnitelma ja käytettävät menetelmät. Seuraavaksi kuvataan tutkimusten havainnot ja lopuksi havainnoista tehtävät analyysit.

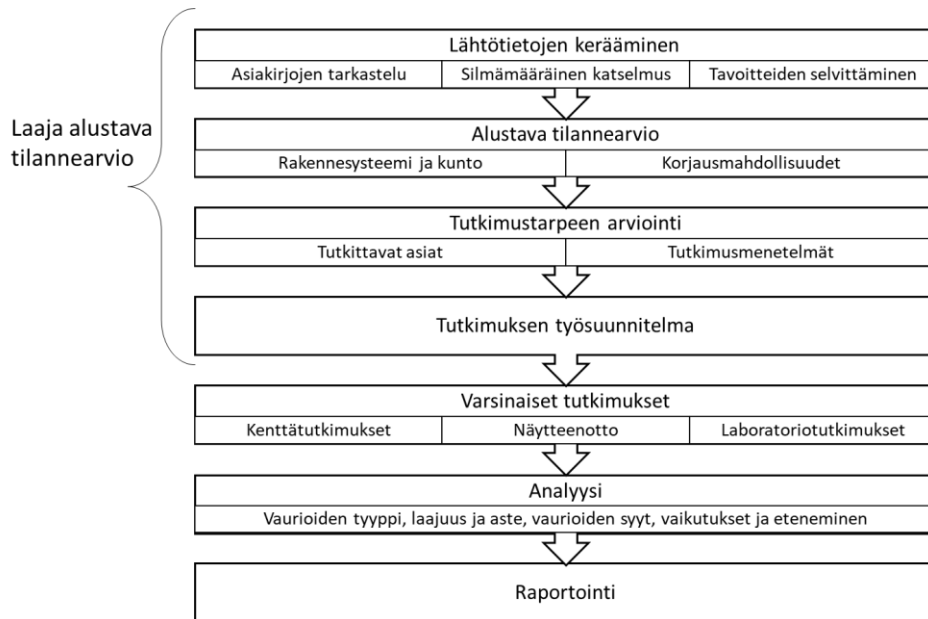
### 4.1 Kuntotutkimuksen perusteet

Kuntotutkimuksen tarkoituksena on selvittää olemassa olevan rakenteen kunto ja toimivuus (ACI Committee 349, 2002, p. 3). Tutkimus etenee vaiheittain niin, että alemman tason tutkimukset suoritetaan ennen siirtymistä seuraavalle tasolle. Yleensä ensimmäiseksi perehdytään rakennesuunnitelmiin ja muihin asiakirjoihin sekä suoritetaan visuaalinen tutkimus. Pohjatöiden jälkeen suoritetaan kenttätutkimukset, joita ovat esimerkiksi ainetta rikkomattomat tutkimukset sekä poranäytteiden otto. Poranäytteiden osalta viimeisenä vaiheena ovat laboratoriotutkimukset. Lisäksi havaintojen pohjalta voidaan suorittaa erilaisia analyysejä. Tutkimuksen suorittaminen vaihteittain auttaa kohdistamaan seuraavan askeleen tutkimuksia paremmin. Visuaalisten tutkimusten pohjalta kohdistetaan ainetta rikkomattomat kokeet ja niiden pohjalta valitaan poranäytteiden paikat. Siirryttäessä vaiheittain ylöspäin, tutkimusmenetelmät antavat tarkempia ja edustavampia tuloksia, mutta menetelmien kustannukset kasvavat. (Pentti, et al., 2013, pp. 68-69).

Tulosten luotettavuuden varmistamiseksi tutkimukset suunnitellaan huolellisesti. Tätä varten voidaan tehdä laaja alustava tilannearvio kuvan 24 mukaisesti. Tällöin kuntotutkija perehtyy aiheeseen huolellisesti ja tutkimus suunnitellaan kohteen ominaispiirteet huomioiden. Tilannearviosta voidaan maksaa erillinen palkkio. Alkuvalmistelun jälkeen suoritetaan kenttätutkimukset sekä analyysit tutkimussuunnitelman mukaisesti. Lopulta tulosaineistosta kootaan tilaajalle raportti, jossa esitetään toimenpide-ehdotuksia. Tilaaja on kuitenkin vastuussa näistä toimenpiteistä. (Pentti, et al., 2013, pp. 65-66 ja 137).

Kuntotutkimuksen suunnittelua ja toteutusta varten on periaatteita, joita tulee pyrkiä noudattamaan. Lähtökohtana on, että jokaisen vanhenemismekanismin osalta selvitetään sen olemassaolo sekä tarvittaessa laajuus, sijainti, aste, syy, vaikutukset ja eteneminen. Tutkimus tulee suunnitella kohdekohtaisesti siten, että rakenteen erityispiirteet otetaan huomioon. (Pentti, et al., 2013, pp. 66-70). Lisäksi tutkimusmäärät ja -menetelmät tulee valita siten, että niillä saavutetaan luotettavat tulokset. Yleensä tutkimuksia tehdäänkin useammalla menetelmällä. Näin tietyn menetelmän ominaisvirhe ei vaikuta lopullisiin tuloksiin. (ACI Committee 349, 2002, p. 6).

Tutkimuksen otannan suunnittelu tulee tehdä huolellisesti ja huomioida sen vaikutus tuloksiin. Rakenteen ominaisuuksissa voi olla suurta vaihtelua alueiden välillä ja niiden sisällä. Otannalla voidaan vahingossa painottaa esimerkiksi erityisen hyviä osia, mikä johtaa liian optimistiseen arvioon rakenteen kunnosta. Otannan tulisikin perustua ainakin jossain määrin satunnaisotantaan ja riittävän suuriin otoskokoihin, jotta vaihtelujen merkitys pienenee. (Pentti, et al., 2013, pp. 66-70). Otsokoolla ja tutkimusmenetelmillä on suora vaikutus myös hankkeen kustannuksiin. Otsokokojen ja tutkimusmäärien kasvattaminen nostaa tutkimuksen kustannuksia, mutta tuottaa myös luotettavampia tuloksia. Tutkimuksen suunnittelussa onkin haettava kustannusten ja luotettavuuden väliltä optimaalista ratkaisua, jotta tilaajan vaatimuksiin voidaan vastata. Toisaalta on kuitenkin muistettava, että laajan ja monipuolisen tutkimuksen hinta on yleensä aina selvästi pienempi kuin väärin tehdyn korjaushankkeen hinta. (ACI Committee 349, 2002, p. 6).



**Kuva 24.** Kuntotutkimuksen prosessi (Pentti, et al., 2013, p. 65)

Kuvassa 24 esitettävä prosessi kuvaa pääasiassa yksittäisen tutkimuksen suorittamista, eli niin sanottua valikoivaa tutkimusta. Silloin tarkoituksena on selvittää valitun rakenteen kunto tutkimushetkellä. Tutkimusta ei välttämättä ole tarkoitus toistaa uudelleen. Tutkimuksia voidaan suorittaa myös jaksottaisina tutkimuksina, jolloin samaa tutkimusta toistetaan määrävälein. (ACI Committee 349, 2002, pp. 3-4). Tämä tarkoittaa esimerkiksi vuosittain tehtävää rakenteiden katselmointia, joka suoritetaan aina samalla tavalla samoista rakenteista. Tällöin havainnoidaan uusia ongelmia sekä vanhojen ongelmien muutoksia. Esimerkiksi voidaan kartoittaa rakenteen uusia halkeamia sekä halkeamien kasvua.

Tutkimuksen alkuvaiheessa tilaajan tulee asettaa tavoitteet ja rajaukset. Näistä ehkä tärkein on tutkimusten priorisointi. Se auttaa tutkijaa kohdistamaan tutkimukset tilaajan kannalta oleellisiin asioihin. Priorisointia voidaan tehdä rakenteiden ominaisuuksien välillä tai rakenneosien välillä. Lähtökohtaisesti rakenteiden turvallisuus ja terveellisyys ovat aina etusijalla. Käytännössä tämä tarkoittaa rakenteen kantavuutta ja sisäilman terveellisyyttä. Toiseksi tärkein tavoite on selvittää vaurioiden etenemisen ja korjausmenetelmän valintaan liittyvät näkökulmat. Viimeisenä tulevat esimerkiksi esteettisyyteen tai toimintaan liittyvät seikat. (Pentti, et al., 2013, p. 69). Isoissa tutkimuskohteissa joudutaan usein myös valitsemaan tutkittavat rakenteet, koska kaikkia ei ole kannattavaa tai tarpeellista tutkia. Tutkittavat rakenteet valitaan niiden merkityksen perustella. Esimerkiksi ydinvoimalaitoksessa on usein tarpeellista painottaa turvallisuuden kannalta kriittisiä ja tärkeitä rakenteita, jotta niiden kunto varmistetaan. Valinnassa huomioidaan merkityksen lisäksi niiden saavutettavuus sekä rasisolot, joiden perusteella määritetään rakennusosien prioriteetit. (ACI Committee 349, 2002, pp. 3-4).

Priorisoinnin lisäksi tutkimuksen suunnittelussa on huomioitava rakenteen käyttöikä. Käyttöikä päättyy, kun rakenne ei enää vastaa sille asetettuja toiminnallisia tai suorituskyky vaatimuksia. Usein tämä tapahtuu ennen kuin rakenne saavuttaa sille asetetut käyttöikätaavoitteet, mikä on yleensä seurausta ylläpidon puutteellisuudesta. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 109). Rakennneosien erilaiset käyttöiät tuleekin huomioida tutkimusten suunnittelussa ja jatkotoimenpiteissä, jotta rakenne voi saavuttaa sille asetetut tavoitteet. Rakenteita ei tule korjata merkittävästi käyttöikätaavoitteen yli tai ainoastaan suunnittelukäyttöiän ylittymisen vuoksi. Toimenpiteiden tulee olla tarvelähtöisiä, eli niiden tulee vastata rakenteen todellisia ominaisuuksia ja vaatimuksia. Tarpeeton tai liian laaja korjaaminen aiheuttaa ylimääräisiä kustannuksia sekä muita haittoja.

## 4.2 Tutkimussuunnitelma

Tutkimussuunnitelmassa kuvataan tutkimus mahdollisimman kattavasti. Tutkimussuunnitelma alkaa kohteen yleistiedoista, hankkeen tavoitteista ja rajauksista. Tämän jälkeen esitellään tarkemmin tutkimuspaikat sekä -menetelmät. Lopussa kuvataan vielä tutkimuksen toteutuksessa huomioitavat näkökulmat.

Tässä työssä tutkittavia rakenteita ei ollut mahdollista tarkastella suunnitteluvaiheessa. Tästä syystä tutkimussuunnitelma perustuu asiakirjojen tietoihin sekä alustavaan riskienarvioon. Itse kuntotutkimukset suoritettiin suunnitelman laatimisen jälkeen kahdessa vaiheessa. Ensimmäinen vaihe sisältää visuaaliset tutkimukset sekä ainetta rikkomattomat tutkimukset. Toisen vaiheen tutkimukset sisältävät ainetta rikkovat tutkimukset sekä laboratoriokokeet. Toisen vaiheen tutkimukset tilattiin kilpailutuksen jälkeen ulkopuoliselta kuntotutkijalta.

### 4.2.1 Tutkimuksen yleistiedot

Tutkimuksen kohteena ovat OL1- ja OL2- laitosisyksiköiden maanalaisten ulkoseinien ulkopinnat. Niiden kuntoa ei ole aikaisemmin tutkittu. Yleiskuvaus rakenteista on esitetty luvussa 3.1. Tutkimuksen tavoitteena on selvittää rakenteiden kunto ja niiden jäljellä oleva käyttöikä. Laitosisyksiköille myönnettiin 20 vuotta lisää käyttöä vuonna 2018, joten tarkoituksena on varmistaa maanalaisten seinien kestävyys ainakin vuoteen 2038 asti.

Alustavasta riskienarviosta valittiin 3 todennäköisintä vanhenemismekanismia olosuhteittain taulukkoon 11. Tämän tarkoituksena on ohjata tutkimuksia todennäköisimpiin ongelmiin. Pohjavedenpinnan alapuolella kloridikorroosio on todennäköisesti merkittävä vanhenemismekanismi, mutta myös sulfaattit ja alkalikiviainesreaktio voivat mahdollisesti vanhentaa rakenteita. Maanpinnan lähellä pakkasrapautuminen on todennäköisin rakennetta rapauttava mekanismi, mutta myös kalkin liukeneminen sekä karbonatisoituminen voivat aiheuttaa muutoksia rakenteessa. Näiden lisäksi on huomioitava mahdollisten hajavirtojen vaikutus korroosion etenemiselle.

**Taulukko 11.** Vanhenemismekanismien priorisointi olosuhderyhmittäin

U1	U2	U3
Karbonatisoituminen	AKR	AKR
Liukeneminen (pehmeä vesi)	Ettringiitti ja sulfaattikorroosio	Ettringiitti ja sulfaattikorroosio
Pakkasrapautuminen	Kloridikorroosio	Kloridikorroosio

Tutkimukset suoritettiin touko - kesäkuussa 2019. Ensimmäisenä suoritettiin tutkimuspaikkojen valmistelu, koska rakenteet ovat pääosin saavuttamattomissa. Ensimmäisen vaiheen tutkimukset tehtiin tämän jälkeen, mitä seurasi toisen vaiheen tutkimukset.

### 4.2.2 Tutkimusjoukot

Tutkimuspaikkojen valinta on oleellinen osa toteutuksen suunnittelua. Huonosti valituilla paikoilla voidaan aiheuttaa ongelmia ympäröivälle toiminnalle, rikkoa rakenteita tai heikentää tulosten luotettavuutta. Maanalaisten seinien kannalta ongelmana on pääasiassa niiden saavuttamattomuus. Tutkiminen käytännössä vaatii kaivantojen tai vastaavien järjestelyjen tekemistä. Laitospiha on tiiviisti rakennettu, ja maanalle on sijoitettu runsaasti tekniikkaa. Lisäksi kaivannot voivat merkittävästi haitata laitospihan toimintaa ja aiheuttaa vaaratilanteita.

Maanalaisiin seiniin voi kohdistua ankaria rasituksia, joten niiden kunto heikentyy nopeasti. Näiden rakenteiden kuntoa voidaan tutkia epäsuorasti selvittämällä maaperän ja pohjaveden ominaisuuksia. Näistä tiedoista muodostetaan arvio rakenteeseen kohdistuvista rasituksista ja niiden oletetuista vaikutuksista. Epäsuorat menetelmät eivät kuitenkaan kerro rakenteiden todellista kuntoa, ja arviota tulee täydentää kaivannoista tehtävillä tutkimuksilla. Näin parannetaan epäsuor-



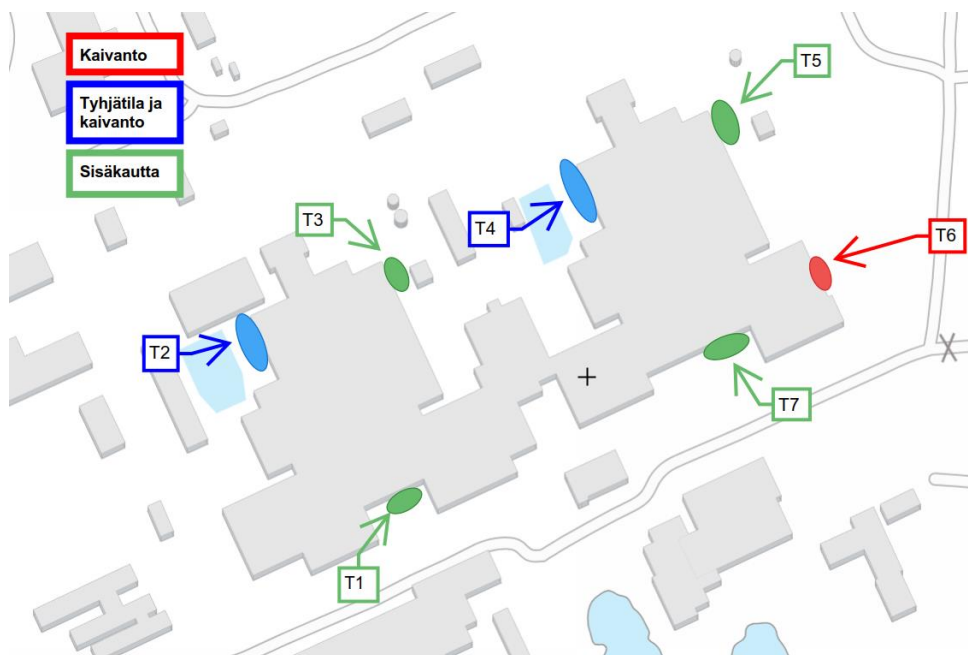
ran kuvauksen luotettavuutta. (ACI Committee 349, 2002, p. 3). Jos rakenne vastaa tehtyjä oletuksia tai on oletettua paremmassa kunnossa, ei lisätutkimuksia tarvita. Toisaalta, jos rakenteen kunto poikkeaa oleellisesti arviosta, on syy selvítettävä perusteellisesti.

Ulkopintojen tutkimisen lisäksi maalaisia seiniä voidaan tukia sisäkautta ottamalla poranäytteet suoraan seinän läpi. Näin voidaan kasvattaa tutkimuspaikkojen lukumäärää ilman merkittäviä toimenpiteitä. Tässä menettelyssä tutkimus kohdistuu kuitenkin vain hyvin suppealle alueelle, eikä ympäristöä voida havainnoida ollenkaan. Nämä näytteet ovat siis täysin sattumanvaraisia. Seinän läpi porattaessa on myös suuri riski porata ulkopinnan teräksiin, koska niiden havaitsemien on käytännössä mahdotonta. Lisäksi on vaarana pohjaveden tunkeutuminen reiästä sisälle, koska pohjaveden pinnan tasoa tai paineellisuutta laitosalueella ei tunneta tarkasti.

### Tutkimuspaikat

Tutkimuspaikat valittiin siten, että tutkimukset eivät tarpeettomasti aiheuta haittaa tai vaaraa ympäröivälle toiminnalle. Lisäksi kaivantojen sijainneissa kiinnitettiin huomiota maanalaiseen tekniikkaan ja rakenteisiin. Tutkimukset kohdistettiin laitossyksiköiden uloimpiin seiniin, koska niissä oletetaan olevan suurimmat rasitukset. Alustavasti valitut tutkimuspisteet esitetään kuvassa 25. Tutkimuspaikkoja on yhteensä seitsemän kappaletta, mistä neljä tutkitaan sisäkautta. Tutkimuspaikat sijaitsevat melko kattavasti laitossyksiköiden ympärillä. Lisäksi ne ovat samankaltaisissa paikoissa laitossyksiköiden välillä. Näin voidaan saavuttaa luotettavat ja edustavat tulokset, joita voidaan lisäksi vertailla laitossyksiköiden välillä. Ainoastaan tutkimuspaikalla 6 ei ole vastaavaa kohdetta OL1-laitossyksiköllä. Tutkimuspisteiden sijainteja sekä lukumäärää tarkennetaan tutkimuksen edetessä. Myös rakenteen kunnosta riippuen tutkimusten laajuutta tarvittaessa muutetaan.

Tutkimuspaikkojen valinnassa ensimmäisenä valittiin kaivantojen sijainnit. Näiden toteuttaminen laitospihalle on haastavaa, mikä rajasi niiden lukumäärän kolmeen. Kaivannot sijoittuvat kuvan 25 mukaan turbiinirakennusten länsipuolelle sekä OL2-laitossyksikön itäpäätyyn. Kaivantojen lisäksi ulkopintoja tutkitaan sulkulaattatiloista alueilla T2 ja T4. Nämä sijaitsevat turbiinirakennuksen ulkopuolella, ulkoseinän ja kalliopinnan välillä. Tilojen poikkileikkaus esitettiin kuvassa 16. Tila rajoittuu alapinnastaan kallioon ja yläpinnastaan sulkulaattaan. Tilan korkeus on noin 8-9 metriä. Sulkulaatan yläpuolella on noin 3,5 metriä täyttömaata, johon tehdään kaivanto. Nämä kaivannot tehdään vain noin 1,5 metrin syvyyteen, jotta sulkulaatta ei vaurioidu. T6 alueella kaivanto tehdään perustussyvyyteen asti eli noin tasolle + 0,0 m. Alueet T1, T3, T5 ja T7 tutkitaan sisäkautta otettavien poranäytteiden avulla. Näytteiden tarkoituksena on pääasiassa kasvattaa tutkimuksen laajuutta ja edustavuutta.



Kuva 25. Tutkimuspaikat, pohjakartta lähteestä (Maanmittauslaitos, 2014)

Tutkimuspaikoista mahdollisesti suurimmat rasitukset kohdistuvat alueille T2, T3, T4 ja T5. Laitosten jäähdytysvesikanavat kulkevat likimäärin näillä alueilla. Niistä voi kulkeutua erityinen kloridirasitus rakenteille. Muita olosuhdeluokista poikkeavia tekijöitä laitosten eri puolilla ei ole tunnistettu. Sulkulaattatilojen ominaisuudet vaikuttavat rakenteiden rasituksiin. Sulkulaattatiloissa olosuhteet poikkeavat muista alueista, joissa rakennetta vasten on maatayttö. Vaikutusta rakenteiden ikääntymiseen ei kuitenkaan tarkasti tunneta, joten asia tulee huomioida tutkimuksen aikana.

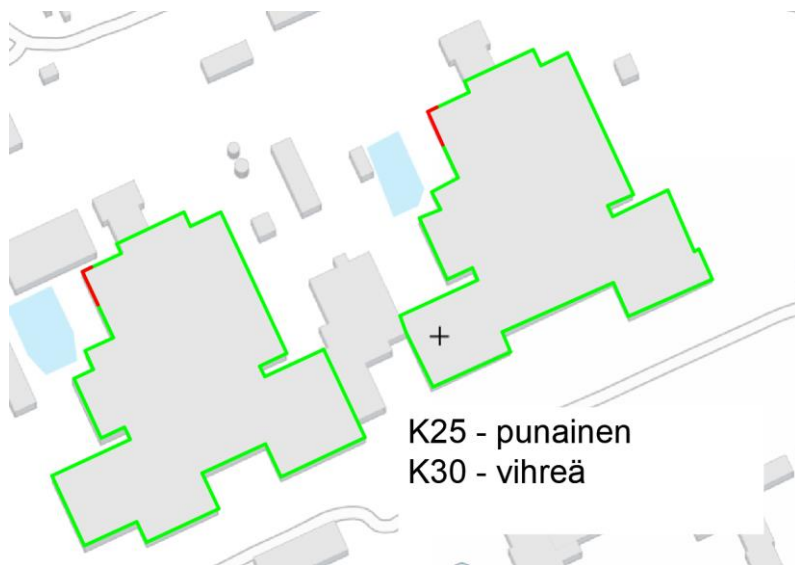
### Tutkittavat rakenteet

Tutkittavat rakenteet jaetaan rakennetyyppeihin, jotka muodostavat ominaisuuksiltaan yhtenäisen joukon (Pentti, et al., 2013, p. 71). Ominaisuuksia voivat olla esimerkiksi käytetyt materiaalit sekä rakenteen oleelliset mitat. Jaottelu parantaa tulosten yleistettävyyttä joukon sisällä, koska rakenteen voidaan olettaa ikääntyvän samankaltaisesti. Laitosten rakenteita on esitetty yleisellä tasolla luvussa 3.1. Tutkittavat rakenteet jaettiin betonilaadun perusteella kahteen luokkaan taulukon 12 mukaisesti. Maanalaiset seinät on pääosin tehty vedenpitävästä K30 betonista lautamuotein ja 50 mm suojabetonipeitteillä. K25 betoneja on käytetty vain massiivisissa liukuvaltuissa seinissä. Näiden osalta suunnitelmiin on kirjattu 25...45 mm suojabetonipeitteet. Tällä perusteella betonin laatu määrää muut ominaisuudet ja siten jakaa rakenteet selvästi kahteen ryhmään. Rakenteissa voi myös olla eroja laitosyksiköiden välillä. Nämä erot huomioidaan kuitenkin tutkimusalueiden perusteella. Rakenneryhmiin voidaan viitata vain lujuutta kuvaavalla numerolla.

**Taulukko 12.** Tutkimuksen rakenneluokat

Rakenneluokka	Vaihtoehtoiset tunnuks	Seinän paksuus [mm]	Suojabetonipeite [mm]	Käytetty sementti
<b>K25</b>	25, 2	1000	25 ... 45	Alhaislämpösementti
<b>K30</b>	30, 3	250 - 300	50	Portlandsementti

Kuvasta 26 nähdään suuntaa-antavasti maanalaisten ulkoseinien lujuusluokat noin tasolta -2,0 m ylöspäin. Seinät on valettu K30 betonista, paitsi tutkimusalueiden T2 ja T4 kohdalta. Turbiinirakennuksen takaosat on valettu K25 betonilla. Tutkimusalueiden sijoittelun vuoksi alemman lujuusluokan betonit painottuvat tutkimuksessa paljon suhteessa niiden määrään. Tutkimuksessa siis painotetaan suuremmassa riskissä olevia rakenteita. Tämä on huomioitava tutkimuksen aikana ja analyysi vaiheessa. Voidaankin olettaa, että jos K25 betoneista ei löydy vaurioita ei niitä todennäköisesti löydy myöskään K30 betonista. Ja toisaalta, jos K30 betonissa on suuria ongelmia, niitä löytyy todennäköisesti myös K25 betoneista.



**Kuva 26.** Maanalaisten ulkoseinien lujuusluokat

Maanalaiset seinät on tehty teräsbetonista. Poikkeuksena alueella T6 rakenteen ulkopinta on tehty 70 mm levyisistä kevytsoraharkoista, jotka on tuettu betonikielekkeelle. Alue on kuitenkin tutkimuksen kannalta mitättömän pieni, ja se tutkittiin vain visuaalisesti.

### Tutkimusjoukot

Huomioimalla edellä esitetyt rakenneryhymät ja olosuhdeluokat muodostettiin taulukon 13 mukaiset tutkimusjoukot. Rakenneryhymissä on huomioitu laitosyksiköt. Tutkimusjoukkojen sisällä rakenteiden ja olosuhteiden ominaisuuksien pitäisi olla likimäärin samankaltaisia.

**Taulukko 13. Tutkimusjoukot**

Rakenne- luokka	Olosuhdeluokka		
	U1	U2	U3
<b>OL1-30</b>	A1	A2	A3
<b>OL1-25</b>	B1	B2	B3
<b>OL2-30</b>	C1	C2	C3
<b>OL2-25</b>	D1	D2	D3

Tutkimuksen kannalta taulukossa 14 esitetään tutkimusjoukkojen ja tutkimuspaikkojen yhdistely. Tutkimusjoukkojen yhteismäärä eri tutkimusalueilla on siis 25 kpl, mikä toimi näytemäärien valintaa ohjaavana arvona. Taulukkoon on lisäksi merkitty tähdellä ne kohteet, jotka selvityksen mukaan ovat rasitetuimpia. Näissä rakenteissa on käytetty K25 betonia, jolloin niiden säilyvyysominaisuudet ovat heikot. Lisäksi niihin kohdistuu pohjaveden vaikutus ja mahdollisesti erityinen kloridirasitus laitosyksiköiden jäähdytysvesijärjestelmästä. Mikäli näissä rakenteissa ei havaita ongelmia, ovat muut rakenteet todennäköisesti kunnossa.

**Taulukko 14. Tutkittavat rakenteet**

Laitos	Tutkimus- alue	Olosuhde- luokka	Rakenne- luokka	Tutkimus- joukko	
OL1	T1	U1	30	A1	
		U2		A2	
		U3		A3	
	T2	U1	30	A1	
		U2		A2	
		U3		A3	
		U1	25	B1	
				U2	B2*
				U3	B3*
	T3	U1	30	A1	
		U2		A2	
		U3		A3	
OL2	T4	U1	30	C1	
		U2		C2*	
		U3		C3*	
		U1	25	D1	
				U2	D2
				U3	D3
	T5	U2	30	C2	
		U3		C3	
	T6	U2	30	C2	
		U3		C3	
	T7	U1	30	C1	
		U2		C2	
		U3		C3	
Tutkimusjoukkoja yhteensä				25 kpl	

### 4.2.3 Tutkimusmenetelmät

Betonirakenteita on tutkittava erilaisilla ja toisiaan täydentävillä tutkimusmenetelmillä, jotta rakenteen kunnosta saadaan kattava ymmärrys. Tutkimusmenetelmät voidaan jakaa ainetta rikkoviin (DT) ja ainetta rikkomattomiin (NDT) tutkimuksiin. Ainetta rikkomattomiin menetelmiin luetaan myös visuaaliset tutkimukset. Tutkimusmenetelmät valittiin vanhenemismekanismien priorisoinnin sekä rakenteiden ominaisuuksien perusteella. Lisäksi ainetta rikkomattomien menetelmien valintaa ohjasi saatavilla oleva kalusto. Tutkimusmenetelmänä voidaan pitää myös matemaattisia analyysejä, joita tehdään tulosaineiston pohjalta luvussa 4.4.4.

#### Ainetta rikkomattomat tutkimusmenetelmät

Ainetta rikkomattomat tutkimukset ovat nopeita ja edullisia, joten niillä voidaan kattaa laajojakin pintoja. Niiden rajoitteena on, että ne tutkivat rakenteen kuntoa vain tietyn ominaisuuden perusteella. Tutkittava ominaisuus ei välttämättä suoraan kerro rakenteen kunnosta, vaan sen perusteella voidaan tehdä havaintoja tutkittavista asioista. (ACI Committee 228, 1998, pp. 2-3). Yksittäisellä tutkimusmenetelmällä ei siis voida saavuttaa kattavaa tietoa rakenteen kunnosta. NDT menetelmien tehokas käyttö edellyttääkin riittäviä tietoja menetelmän periaatteista sekä koke-musta näiden käytöstä. Tutkimuksissa päästään yleensä parhaaseen tulokseen, kun yhdistellään useita NDT- ja DT-menetelmiä. Kattavilla ja monipuolisilla tutkimuksilla voidaan varmistaa, että analyysi ja johtopäätökset vastaavat rakenteen todellista kuntoa. (ACI Committee 349, 2002, pp. 5-6).

Tässä tutkimuksessa NDT-menetelmiä ovat visuaalinen tutkimus, kimmovasara kokeet sekä rakenteiden skannaus GPR-tutkalla (engl. *ground penetrating radar*). Visuaalinen tutkimus on ensimmäinen ja mahdollisesti tärkein menetelmä. Sillä saadaan alustava arvio rakenteiden yleisestä kunnosta. Visuaalisten tutkimusten yhteydessä rakenteita vasaroidaan paikallisesti. Tässä vaiheessa voidaan lisäksi havainnoida ympäristöä ja rakenteiden todellisia rasisusoloja. Visuaalisten havaintojen perusteella kohdistetaan tarkemmat tutkimukset. Kimmovasaralla tutkitaan betonin pintakerroksen kimmoisuutta, josta voidaan arvioida betonin lujuutta. GPR-tutkalla selvitetään betonin sisäistä rakennetta mikroaaltojen avulla. Tulosaineistosta voidaan selvittää muun muassa raudotteiden sijainnit ja rakenteen sisäiset onkalot.

#### Visuaalinen tutkimus

Visuaalisen tutkimuksen tarkoituksena on kartoittaa rakenteen ja sen ympäristön tilanne visuaalisesti. Havaintoja tehdään yleensä silmämääräisesti, minkä lisäksi rakennetta voidaan esimerkiksi vasaroida. Betonin vanhenemismekanismit aiheuttavat usein rakenteeseen muutoksia, jotka voidaan havaita aistinvaraisesti. Muutoksia voivat olla esimerkiksi halkeilu, kalkkihärmä, pinnan kuluminen tai iskun tuottama kumea ääni (ACI Committee 201, 2008). Tarkastelemalla rakenteiden ympäristöä voidaan arvioida todellisia rasisusoloja, mikä parantaa analyysien luotettavuutta. Ennen visuaalista tutkimusta on perehdyttävä tarkasti tutkittavan rakenteen suunnitelmiin ja asiakirjoihin sekä muodostettava tutkimussuunnitelma. Tutkimussuunnitelman avulla tutkimukset voidaan suorittaa systemaattisesti, jolloin rakenteesta saadaan kattava kuva. (ACI Committee 228, 1998, pp. 3-4).

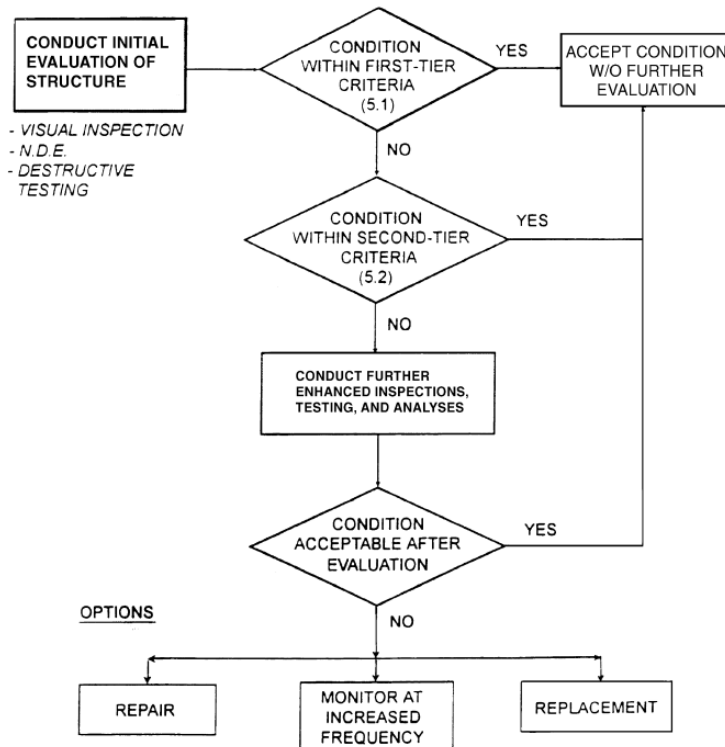
Visuaalisella tutkimuksella voidaan tutkia laajoja alueita ja tunnistaa niissä esiintyvät ongelmat. Rajoitteena on, että sillä voidaan kuitenkin tunnistaa vain näkyvät ongelmat. Lisäksi tulosten laatu riippuu oleellisesti havaitsijan ammattitaidosta. Havainnoista tulee kirjata oleelliset tiedot, dokumentointia ja analyysejä varten. (ACI Committee 201, 2008). Tallaisia tietoja ovat esimerkiksi mitat ja sijainti. Ongelmien aste tulee määrittää ja pyrkiä tunnistamaan ongelman syy. Myös jakauma ja laajuus tulee määrittää. Tämä tarkoittaa esimerkiksi vaikuttaako ongelma satunnaiselta vai muodostaako se kuvioita. Vastaavien tai samankaltaisten rakenteiden vertailulla voidaan saada tietoa rakenteen kunnosta, esimerkiksi ongelmien laajuuden osalta.

Visuaalisten tutkimusten yhteydessä betonipinnat vasaroidaan soveltuvien osien. Betonia vasaroidessa rapautunut betoni päästää matalamman äänen ja vasara kimpoaa vaimeammin verrattuna ehjään ja lujaan betoniin. Vasaroinilla voidaan kuitenkin paikallistaa vain pitkälle edennyt rapauma. Tulosten perustella voidaan ainetta rikkovat menetelmät kohdistaa paremmin. Erityisen hyvin vasarointi soveltuu pitkälle edenneen rapauksen laajuuden tarkasteluun. (Pentti, et al.,

2013, p. 104). Vasaroinnin kannalta ongelmaksi voi muodostua pinnan epätasaisuus. Tällöin isku ei välttämättä onnistu, ja äänestä ei saada selvää kuvaa.

Visuaalisen tutkimuksen tueksi on saatavilla erilaisia oppaita ja ohjeita. Tämän työn puitteissa hyödynnettiin seuraavia lähteitä (Liikennevirasto, 2013a, pp. 30-87; ACI Committee 201, 2008; EPRI, 2005). Lähteissä esitetään havainnoitavat asiat kuvien tai kuvausten kanssa. Tutkimuksen havainnot kirjataan mahdollisimman tarkasti. Lisäksi havainnot dokumentoidaan valokuvoin ja piirroksin. Esimerkiksi halkeamasta kirjataan talteen tiedot suunnasta, mitoista ja sijainnista. Lisäksi halkeama kuvataan mittakaavan kanssa ja sen sijainti osoitetaan piirustuksin. Kenttätutkimusten aikana kirjataan havainnolle myös mahdollinen syy, jos se voidaan luotettavasti arvioida (Liikennevirasto, 2018, p. 12). Rakenteiden laajemmat analyysit tehdään toimistolla kenttätutkimusten jälkeen. Näin voidaan tunnistaa myös laajempia ja toistuvia ongelmia rakenteen eri osissa.

Visuaalisten tutkimusten havainnot luokiteltiin soveltaen ACI 349.3R (2002, pp. 12-15) mukaista kolmen tason arviointia, mikä esitetään kuvassa 27. Prosessi etenee vaihteittain niin, että havainnot verrataan esitettyihin raja-arvoihin. Jos havainto ylittää ensimmäisen tason raja-arvon, siirrytään toiselle tasolle. Havainnon täyttäessä ensimmäisen tai toisen tason kriteerit, se voidaan hyväksyä sellaisenaan. Kolmannen tason havainnot ei voida enää hyväksyä ilman tarkempia tutkimuksia. Lisätutkimuksilla selvitetään tarvittaessa havainnon vakavuus ja seuraukset sekä niiden perusteella havainnon hyväksyttävyys.



**Kuva 27.** Visuaalisten tutkimusten havaintojen arviointi (ACI Committee 349, 2002, p. 13)

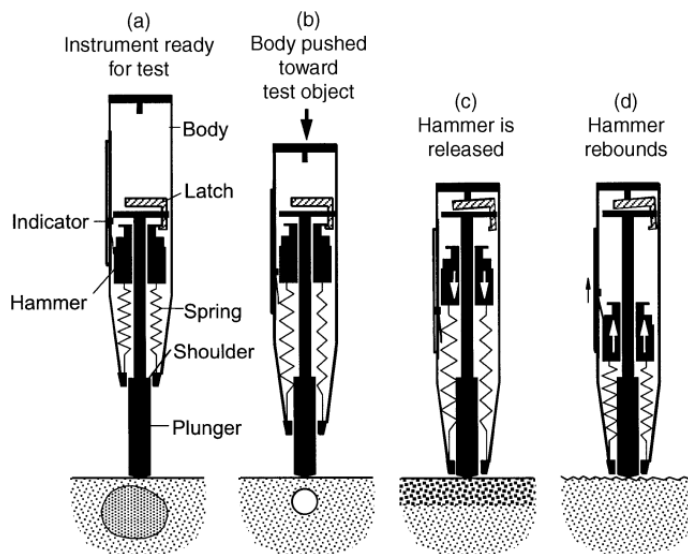
### Kimmo-vasara

Betonipintojen vasarointi perustuu lähes täysin iskun tuottaman äänen tulkintaan, joten luottavan analyysin tuottaminen vaatii paljon kokemusta. Tällaisen informaation dokumentointi tai vertailu eri alueiden välillä on myös hyvin haastavaa. Tässä tutkimuksessa betonin pinnan lujuutta tutkitaankin pääasiassa kimmovasaralla. Kimmovasara perustuu betonin puristuslujuuden ja pinnan kimmoisuuden väliseen riippuvuuteen (Pentti, et al., 2013, p. 122). Näiden välillä on teoreettinen riippuvuus. Kiinteän aineen lujuus voidaan määrittää sen ominaislujuuden ja huokoisuuden perusteella. Betonin monimutkaisen mikrorakenteen vuoksi asia ei ole näin yksinkertainen. Lähelläkohtaisesti betonin lujuus kuitenkin riippuu sen kolmen osa-aineen lujuuksista. Myös näiden lujuudet siis riippuvat niiden huokoisuudesta. Betonin kimmokerroin muodostuu sen osa-aineiden kimmokertoimista, jotka riippuvat ainakin tiheydestä. Koska huokoisuus ja tiheys ovat kääntäen

verrannollisia, on lujuuden ja kimmokertoimen välillä yhteys. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 50-52, 67, 93).

Kimmo-vasara testaa betonin pinnan kovuutta. Toimintaperiaatteena on, että tutkittavaan pintaan kohdistetaan isku laitteen iskuvasaralla. Iskun seurauksena vasara kimpoaa pinnasta, ja kimpoamisen etäisyyttä mitataan. Kimpoamisen etäisyyden, josta tässä käytetään termiä kimmoarvon, ja lujuuden välinen tulkinta perustuu pääasiassa empiirisesti määritettyyn korrelaatioon. (International Atomic Energy Agency, 2002, p. 61). Yksityiskohtaisemmin tarkasteltuna ilmiö liittyy dynaamisen kuorman ja jännitysaallon etenemisen väliseen yhteyteen. Dynaaminen kuorma syntyy vasaran kineettisestä energiasta, josta osa absorboituu rakenteen pintaan. Pieni osa energiasta absorboituu laitteeseen itseensä ja loppu saa aikaan vasaran kimpoamisen. Betonin absorboima energia riippuu sen jännitys-venymä ominaisuuksista, eli sen lujuudesta ja jäykkyydestä. Lujuudeltaan ja jäykkyydeltään huono betoni absorboi enemmän energiaa kuin hyvälaatuinen betoni, jolloin vasaralle jää vähemmän energiaa kimpoamiseen. Tästä syystä heikkolaatuisen betonin kimmoarvo on alhainen. (ACI Committee 228, 2003, p. 5).

Kimmo-vasara tulee asettaa suorakulmaisesti tutkittavaan rakenteeseen nähden. Rakenteen suunnalla ei ole koestamisen kannalta merkitystä, vaan testaus voidaan suorittaa mihin suuntaan tahansa. Suunnan vaikutus kuitenkin huomioidaan kimmoarvon tulkinnassa, sillä painovoima vaikuttaa tuloksen. (International Atomic Energy Agency, 2002, pp. 61-62). Kimmo-vasaran toiminta esitetään kuvassa 28. Laitte saadaan toimintakuntoon vapauttamalla mäntä ja asettamalla se tutkittavaa pintaa vasten. Laitteen runko asettuu etäisimpään mahdolliseen asentoon. Rungon työntäminen kohti tutkittavaa pintaa jännittää jousen ja virittää sen päässä olevan vasaran. Vasara vapautuu, kun runko on etuasennossa, mitä seuraa isku. Tämän jälkeen vasara kimpoaa ja kimpoamisen etäisyys mitataan. (ACI Committee 228, 2003, p. 4).



**Kuva 28.** Kimmo-vasaran toimintaperiaate (ACI Committee 228, 2003, p. 4)

Kimmo-vasara testaus on nopea ja helppo tapa saada tietoa betonin lujuudesta ja erityisesti suhteellisesta lujuudesta eri rakenneosien välillä. On kuitenkin muistettava, että koemenetelmä testaa käytännössä vain rakenteen pintakerrosta, eikä välttämättä kuvaa rakenteen todellista lujuutta (Pentti, et al., 2013, p. 122). Testauksen onnistumisen kannalta pinnan sekä betonin ominaisuuksilla on suuri merkitys. Pinnan ominaisuuksista tärkeimmät ovat sen tasaisuus ja kosteus-tila. Pinnan tulee olla tasainen, jotta testaus voidaan suorittaa luotettavasti. Epätasaisella pinnalla mäntä voi rikkoa pinnan yksityiskohtia, jolloin osa voimasta absorboituu tähän. Seurauksena rakenteen kimmoarvo jää alhaiseksi ja rakenteen lujuus voidaan olettaa todellista heikommaksi. Pinnan epätasaisuudet tasoitetaan tarvittaessa hiomalla pintaa soveltuvalla työkalulla. (ACI Committee 228, 2003, p. 5). Kuiva pinta nostaa kimmoarvoja, kuten myös karbonatisoituminen. Näiden lisäksi betonin ominaisuuksista tärkeimpiä ovat rakenteen ikä sekä käytetyt materiaalit. Betonin iän kasvaessa siitä saatavat kimmoarvot heikkenevät. Kiviaineksen ja sementin koostumuksella voi olla merkitystä tulokseen. (International Atomic Energy Agency, 2002, pp. 63-66).

Näiden lisäksi myös valutavalla voi olla merkitystä kimmovasara tutkimuksille. Erimerkiksi liukuvaletussa rakenteessa pintabetoni on yleensä selvästi tavallista paikallavalu pintaa heikompi (Impola, 2018, p. 18).

Kimmoarvojen tulkintaa varten käytetään tilanteeseen soveltuvia kimmoarvo - puristuslujuus kaavioita. Kaavioita esitetään mm. standardissa SFS-EN 13791 (2007) sekä kimmovasaran valmistajan ohjeessa (Proceq SA, 2017). Tässä työssä sovelletaan standardin mukaista kuvaajaa. Betonin testaus kimmovasaralla tehdään soveltaen standardia SFS-EN 12504 (2013), jonka tuloksista puristuslujuus määritetään soveltaen standardia SFS-EN 13791 (2007).

Tutkimuskohta valmistellaan tarvittaessa hiomalla rakenteen pinta tasaiseksi. Tämän jälkeen alueelle piirretään neljä viivaa vaakaan ja pystyyn noin 50 mm välein. Tällaista 16 iskun määritettyä aluetta kutsutaan testauskohdaksi. Testauskohdasta kirjataan ylös pinnan laatu sekä jokaisen iskun tulos. Iskujen tuloksesta kirjaan ylös arvojen lisäksi mahdolliset poikkeamat esimerkiksi iskun rikkoessa pintaa. Virheelliset tulokset jätetään huomioimatta analyysivaiheessa. Vähintään yhdeksän onnistunutta iskua tulee saavuttaa, jotta testauskohta voidaan hyväksyä. Lisäksi testauskohta tulee hylätä, jos yli 20 % kimmoarvoista poikkeaa yli 30 % niiden mediaanista. (SFS-EN 12504-2, 2013, pp. 4-6). Hyväksytystä testauskohdasta lasketaan kimmoarvon mediaaniarvo, eli keskimäinen tulos,  $R$  ja sitä vastaava puristuslujuus  $f_R$  kaavojen 1 tai 2 avulla. (SFS-EN 13791, 2007, p. 17).

$$f_R = 1,25 \times R - 23, \quad 20 \leq R \leq 24$$

**Kaava 1**

$$f_R = 1,73 \times R - 34,5, \quad 24 \leq R \leq 50$$

**Kaava 2**

Testauskohtien puristuslujuuksista lasketaan testausalueen puristuslujuuden keskiarvo  $f_{m(n),is}$  sekä keskihajonta  $s$ . Testausalue tarkoittaa rakenteita, jotka kuuluvat samaan tutkimusjoukkoon. Testausalueella tulee olla useita testauskohtia. Puristuslujuuden keskiarvon lisäksi määritetään testausalueen heikoimman testauskohdan puristuslujuus  $f_{is, lowest}$ . Näistä arvoista määritetään testausalueen betonin ominaispuristuslujuus valitsemalla pienempi arvo kaavoista 3 ja 4. Yleisesti ottaen betonin puristuslujuuden tulee olla vähintään 85 % normikoekappaleen puristuslujuudesta, jotta sitä voidaan pitää hyväksyttävänä (SFS-EN 13791, 2007, pp. 7-9, 12-14, 19). Tämän lisäksi voidaan huomioida ACI 228 (2003, p. 36) mukainen vaatimus, ettei yhdenkään testauskohdan puristuslujuus saa alittaa 75 % normikoekappaleen puristuslujuudesta. Testausalueen täyttäessä nämä kriteerit sitä voidaan pitää hyväksyttävänä. Jos taas toinen tai molemmat kriteerit jäävät täyttymättä, on tehtävä lisätutkimuksia ja selvitettävä rakenteen todellinen kunto.

$$f_{ck,is} = f_{m(n),is} - 1,48 \times s$$

**Kaava 3**

$$f_{ck,is} = f_{is,lowest} + 4$$

**Kaava 4**

Standardin SFS-EN 13791 (2007, pp. 14-18) mukaan kimmoarvojen perusteella laskettu ominaispuristuslujuus tulee kalibroida vastaamaan rakenteen todellisia ominaisuuksia. Tällöin samasta testauskohdasta otetaan sekä kimmoarvo että puristuslujuuskoe. Testauspareja tulee olla vähintään 9 kappaletta. Testausparien välisen eron perusteella kimmoarvo - puristuslujuus käyrää siirretään niin, että se vastaa rakenteen todellista kuntoa. Vain näin kimmovasaran tulosten voidaan olettaa kuvaavan rakenteen todellisia ominaisuuksia. Ilman kalibrointia kimmovasaralla saatavat lujuudet kuvaavat suhteellista lujuutta. Suhteellisesta lujuudesta voidaan tehdä vain arvioita rakenteen lujuuden eroista.

Mittauspaikat dokumentoidaan valokuvaamalla ja merkitsemällä ne piirustuksiin. Mittaustuloksille annetaan yksilöivä tunniste, josta käy ilmi tutkimusalue, olosuhdeluokka sekä rakenneryhmä. Tämän lisäksi niille annetaan juokseva numero, jotta saman joukon mittauspaikat erotellaan. Näin jokainen mittauspiste voidaan myös jälkikäteen selvittää riittävällä tarkkuudella. Mittauspisteet pyritään valitsemaan satunnaisesti saavutettavissa olevien rakenteiden osalta.

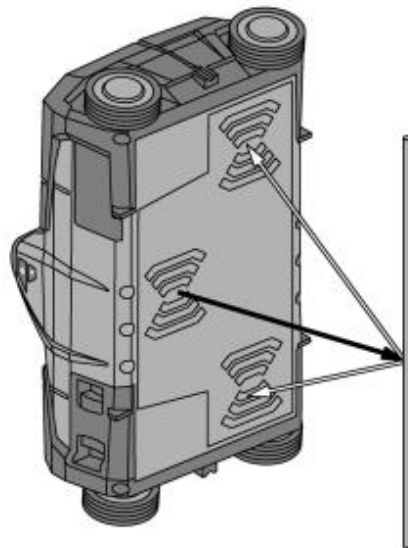
### **Peitepaksuusmittaus**

Tutkimalla betonin peitepaksuuksia voidaan selvittää korroosiovaarassa olevien raudoitteiden osuutta. Vertaamalla peitepaksuustietoja karbonatisoitumissyvyyteen tai kloridiprofiiliin, voidaan arvioida korroosiotilassa olevien raudoitteiden määrä. Peitepaksuuksien mittaus perustuu

yleensä sähkömagneettiseen induktioon, jonka avulla peitepaksuudet voidaan määrittää rakennetta rikkomatta. (Pentti, et al., 2013, p. 100). Tässä työssä raudoitteita tutkittiin kuitenkin tutka-aaltoihin perustuvalla Hilti PS-1000 sarjan betoniskannerilla. Skannerilla voidaan tunnistaa metallisia sekä ei-metallisia poikkeamia betonin sisällä jopa 300 mm syvyyteen asti. (Hilti, 2014, p. 8).

Laiteen toiminta perustuu tutka-aaltoihin ja tekniikkaa kutsutaan englanniksi termillä ground-penetrating radar (GPR). Laite lähettää tutkittavaan kohteeseen sähkömagneettisia aaltoja, ja tulkitsee aaltojen heijastuksia. Heijastuminen tapahtuu aallon kohdatessa muutoksia materiaalin ominaisuuksissa. Heijastuminen riippuu oleellisesti materiaalien ominaisuuksista, joista tärkeimpiä ovat suhteellinen permittiivisyys sekä sähköjohtavuus. Tämän lisäksi rakenteen sisältämällä kosteudella on suuri merkitys. Heijastumisesta laite tunnistaa ainakin ajan, amplitudin ja signaalin polariteetin. Näistä tiedoista laite koostaa aineiston, josta nähdään poikkeamien sijainnit ja suuntaa-antavat muodot. Erityisen hyvin laite tunnistaa teräkset, koska teräksen materiaaliominaisuudet aiheuttavat aallon täydellisen heijastumisen ja polariteetin kääntymisen. Näin syntyvät heijastukset ovat hyvin vahvoja. Toisaalta terästen vahvat heijastukset voivat heikentää heikompien signaalien tunnistamista. Esimerkiksi raudoitteiden alapuolelle "nähdään" heikosti, ja tiheästi raudoitettu rakenne voi kokonaan estää takana olevan rakenteen tutkimisen. Heikkoja signaaleja voivat aiheuttaa betoniin syntyneet onkalot tai korkea kloridipitoisuus. Erityisesti näiden heikkojen signaalien tulkinta vaatii suurta osaamista. (ACI Committee 228, 1998, pp. 38-45).

Tutka-aallot rajautuvat yleensä kartiomaiseen alueeseen juuri antennin kohdalla. Tämän seurauksena tutkittava alue pienenee syvyyden kasvaessa. Laajemman alueen tutkimiseksi on rakennetta tutkittava vierekkäisiltä alueilta. (ACI Committee 228, 1998, p. 44). Tutkimuksessa käytettävä skanneri koostuu kolmesta antennista, joista yksi on asennettu eri linjalle, kuten nähdään kuvasta 29. Antennit lähettävät signaalia vuorotellen, jolloin kaksi muuta toimivat vastaanottimina. Antennien kaksiulotteisen sijoittelun vuoksi signaalit kulkevat rakenteessa viistosti, mikä parantaa skannaustuloksia erityisesti raudoitteiden takana. Laite tunnistaa vain etenemissuuntaan nähten poikittaiset kohteet. Pysty- ja vaakaraidoitteiden tunnistamiseksi rakenne on siis skannattava kahteen suuntaan. Tässä apuna käytetään laitteen kuvaskannaus-ominaisuutta ja vertailurasteria. Näin saadaan tutkittua kerralla noin 600 x 600 mm alue.

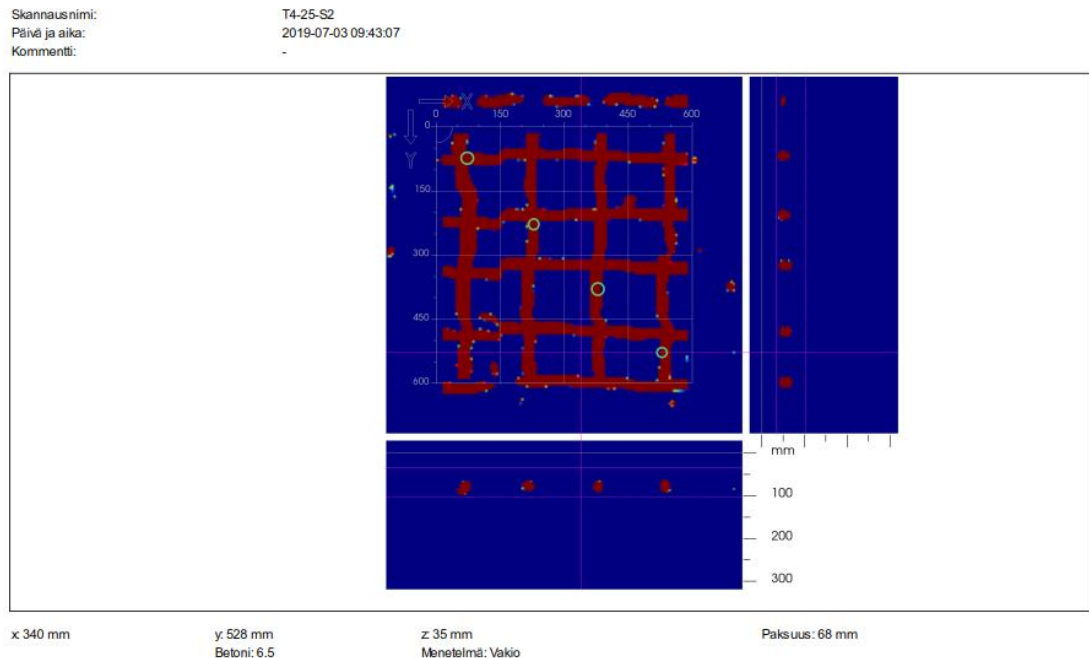


**Kuva 29.** Hilti PS-1000 skannerin antenni-vastaanottimet (Hilti, 2014, p. 89)

Kuvaskannauksesta laite muodostaa tulosaineiston, josta esimerkki näkyy kuvassa 29. Tulosaaineisto voidaan analysoida toimistolla ja dokumentoida jatkokäyttöä varten. Keskellä näkyy tasokuva rakenteesta valitulta syvyydeltä ja sen ympärillä leikkauskuvat vastaavista suunnista. Kuvassa sininen kuvaa betonia ja punainen teräksiä. Skannaus on melko onnistunut, koska teräkset ja niiden sijainnit erottuvat selvästi. Vaakasuuuntaisissa teräksissä näkyy vasemmassa reunassa pieni notkahdus. Se on todennäköisesti syntynyt, kun kyseinen pystyskannaus on aloitettu hie-  
man liian alhaalta. Skanneri ei tiedä vertailurasterin sijaintia, joten virheellinen skannaus piirtyy



kuvaan virheellisesti. Tulostusaineistosta peitepaksuudet arvioidaan 5 mm leikkeinä betonin pinnasta lähtien. Käytännössä rakenne käydään läpi 5 mm levyinä, ja terästen ulkopinnat kirjataan ylös. Tulos on siis hieman konservatiivinen, koska kaikki teräkset kirjattiin levyn ulkopinnan tasalle. Jokaisesta skannauksesta valittiin neljä poikkileikkausta, joista peitepaksuudet tarkastettiin. Poikkileikkaukset valittiin likimäärin kuvan 30 mukaisten vihreiden ympyröiden alueelta. Käytännössä peitepaksuudet tarkastettiin siis noin 150 mm välein neljästä poikkileikkauksesta sekä pysty- että vaakaterästen osalta.



**Kuva 30. Raudotteiden skannauskuva**

Skannerin tuottama tulosaineisto voidaan kalibroida vastaamaan rakenteen todellisia ominaisuuksia muuttamalla laskennan parametreja. Käytännössä oleellisin parametri kuvaa tutkittavan betonin permittiivisyyttä. Parametrin arvoa muuttamalla saadaan betoniteräkset asettumaan oikealle tasolle ja kuvasta tulee tarkempi. Kalibrointi voidaan suorittaa taulukkoarvojen tai suunnitelmien mukaisten arvojen pohjalta. Paras arvo saadaan kuitenkin mittaamalla peitepaksuus rakenneavauksen kohdalta. (Hilti, 2014, pp. 91-107).

Mittauspisteet dokumentoitiin kimmovasaran yhteydessä esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Tuloaineiston tulkinta tehdään rakenneryhmittäin ja laitoksittain. Näiden lisäksi tulkintoja tehdään tarvittaessa myös muista joukoista. Peitepaksuuksien frekvensseistä lasketaan keskiarvo ja keskihajonta, joiden avulla aineistosta piirretään normaalijakauma. Jakaumaa voidaan tämän jälkeen verrata esimerkiksi kloridiprofiiliin. Näin saadaan arvio korroosiovaarassa olevista teräksistä. Lisäksi peitepaksuuksia voidaan verrata suunnitelmiin ja ohjearvoihin. Näiden perusteella voidaan arvioida, ovatko peitepaksuudet suunnitelmien mukaisia ja riittäviä.

### Ainetta rikkovat tutkimusmenetelmät

Ainetta rikkovat tutkimukset sisältävät betonin kosteusmittaukset, betoninäytteiden oton sekä laboratoriotutkimukset. Itse tutkimukset tehdään pääasiassa laboratorio-oloissa noudattaen voimassa olevia standardeja. Tässä tutkimuksessa poraliieriöistä tutkitaan veto- ja puristuslujuudet sekä kimmomoduuli. Näytteistä valmistellaan lisäksi tutkimuksia varten ohuthieitä sekä jauhenäytteitä kloridi- ja sulfaattipitoisuus mittauksiin. Kenttätutkimuksena suoritetaan rakenteiden kosteusmittaus porareikämittauksena.

Tutkimusmäärät sovittiin alustavasti kuntotutkijan kanssa ensimmäisen vaiheen tutkimusten jälkeen. Tutkimusmääriä tarkennettiin työn edetessä niin, että niiden laajuus vastasi rakenteen kuntoa. Taulukossa 15 esitetään alustavasti sovitut tutkimusmäärät, joiden pohjalta on taulukossa 14 esitetty 25 tutkimusalueta. Tämän pohjalta määritettiin tutkimusmäärät esitettyjen periaatteiden mukaisesti.

**Taulukko 15. Alustavat tutkimusmäärät**

Laboratorio-tutkimus	Näyte-määrä	Selite
Karbonatisoituminen <sup>a)</sup>	0	Karbonatisoituminen tutkitaan vain ohuthienäytteestä
Ohuthietutkimus	18	Kokeita noin 0,5 jokaista tutkimusjoukkoa kohti
Vetolujuus	30	Kokeita noin yksi jokaista tutkimusjoukkoa kohti
Puristuslujuus	12	kaksi kolmen näytteen sarjaa molemmilta laitosyksiköiltä
Kimmomoduuli	6	Yksi kolmen näytteen sarja molemmilta laitosyksiköiltä
Kloridipitoisuus	30	Kymmenestä näytteestä kolmelta syvyydeltä
Sulfaattipitoisuus	13	Kokeita noin 0,5 jokaista tutkimusjoukkoa kohti

<sup>a)</sup> Fenoliftaleiinilla

### Karbonatisoitumissyvyys

Karbonatisoitumissyvyys on tavanomainen tutkimuskohde, joka yleensä mitataan pH-indikaattorilla poralierion pinnalta. Näyteliieriö valmistellaan ja käsitellään laboratoriossa. (Liikennevirasto, 2018, p. 12). Indikaattoriaineena toimii fenoliftaleiiniiliuos, joka värjää karbonatisoitumattoman betonin punaiseksi. Mittaamalla rajapinnan syvyys pinnasta, voidaan määrittää betonin karbonatisoitumissyvyys. Syvyys vaihtelee yleensä rakenteen eri osien välillä huomattavasti ja eroja on myös näytteen alueella. Tästä syystä näytteestä arvioidaan keskimääräinen karbonatisoitumissyvyys, jossa ei huomioida esimerkiksi halkeamista johtuvia poikkeamia. Vaihtelun vuoksi näyttemäärien on oltava riittävän suuria. Vähimmäismääränä pidetään kuutta näytettä jokaisesta tutkitavasta rakennetyypistä. Tutkimuspaikat on lisäksi hajautettava rakennuksen eri puolille ja huomioitava olosuhteiden muutokset esimerkiksi korkeussuunnassa. Näin voidaan myös vähentää rakentamisen laadunvaihtelujen merkitystä tuloksissa. (Pentti, et al., 2013, pp. 97-100). Tämän työn osalta karbonatisoituminen ei kuitenkaan ole erityinen ongelma. Karbonatisoituminen on yleensä hyvin hidasta maanalaisissa rakenteissa. Lisäksi korroosion kannalta pohjaveden kloridit aiheuttavat merkittävästi suuremman rasituksen. Tästä syystä erillisiä karbonatisoitumismittauksia ei suoriteta, vaan syvyydet määritetään ainoastaan ohuthieanalyysin avulla.

### Kloridipitoisuus mittaus

Kloridipitoisuus mitataan titraamalla jauhenäytteestä, joka valmistellaan poralieriöstä laboratoriossa. Kentällä näytteitä otettaessa on suuri vaara, ettei jauhetta saada kokonaan talteen. Piekin hukka voi vaikuttaa tuloksiin, joten laboratoriokokeilla tutkimusten tulokset ovat luotettavampia. (Pentti, et al., 2013, pp. 102-103). Pitoisuus määritetään standardin SFS-EN 14629 mukaisesti happoliukoisena betonin painosta. Kloridit mitataan vaihteittain kloridiprofiilin määrittämiseksi. Näytteet otetaan esimerkiksi syvyyksiltä 0–20 mm, 20–40 mm ja 40–60 mm. Profiilista nähdään pitoisuuden kehittyminen, kun etäisyys rakenteen pinnasta kasvaa. Kloridiprofiilit mitataan rakenneosittain painottaen niitä rakenteita, joihin voidaan olettaa kohdistuvan suurin suolarasitus. (Liikennevirasto, 2018, pp. 12-13).

Oleellisin tieto on kloridien pitoisuus terästen tasolla, eli voiko kloridikorroosio käynnistyä. Kriittisenä kloridipitoisuutena pidetään kirjallisuudessa yleensä noin 0,03 - 0,07 paino- % betonin painosta. (Liikennevirasto, 2018, pp. 12-13). 0,03 paino- %:n pitoisuus on tutkimusten mukaan minimiarvo, jonka alapuolella korroosio ei käynnisty. Pitoisuuden kasvaessa korroosion todennäköisyys kasvaa. (International Atomic Energy Agency, 2016, p. 60). Liikenneviraston mukaan (2011, p. 13) kriittisenä kloridipitoisuutena terästen tasolla käytetään 0,07 paino- % betonin painosta. Kirjallisuudessa on myös käytetty esimerkiksi 0,1 paino- % pitoisuuksia. (Somerville, George, 2001, p. 30).

### Ohuthietutkimus

Monipuolisin kuva betonin todellisesta tilanteesta paikallisesti saadaan ohuthieestä analysoimalla. Ohuthiestä saadaan selville mahdollinen betonin rapautuminen sekä yleensä myös syyt ja aste. Tutkimuksessa betonista valmistellaan ohut, noin 25 - 30 µm, paksu liuska, jolloin siitä tulee läpinäkyvä (Pentti, et al., 2013, p. 107). Tätä hiettä voidaan tutkia mikroskooppilla ja siitä voidaan erottaa betonin mikrorakenne ja esimerkiksi seuraavat ominaisuudet:

- Betonin pakkasenkestävyys ja huokosrakenne

- Huokosten täyttyisyys
- Säröt, halkeamat sekä niiden suunnat
- Haitallisten reaktioiden olemassaolo
- Karbonatisoitumisvyvyys

Tutkimuksessa noudatetaan standardeja ASTM C856 ja NT Build 381. Tutkimussyvyys on yleensä 0 - 75 mm rakenteen pinnasta, mutta joissain tapauksissa tämän perään tehdään toinen hie syvyydeltä 80 - 160 mm. Tällöin halutaan selvittää alkalikiviainesreaktion mahdollista etenemistä rakenteen sisäosassa. On havaittu, että reaktio saattaa alkaa syvällä rakenteessa ennen kuin ulkopinnasta otetussa hiessä nähdään merkkejä. (Liikennevirasto, 2018, pp. 13-14).

Hietutkimus on yleisesti käytössä olevista tutkimusmenetelmistä kallein, minkä vuoksi niiden kohdistamiseen käytetään eniten huomiota. Kohdistaminen tapahtuu ensimmäisen vaiheen aikana tehtyjen havaintojen pohjalta. Jos rakenteissa ei havaintojen mukaan esiinny rapautumista, kohdistetaan tutkimukset olettavasti rasitetuimmille alueille. Tällöin voidaan olettaa, että jos kyseisessä pisteessä ei rapautumista tapahdu, ei sitä tapahdu muuallakaan. Toisaalta, jos rakenteessa on viitteitä alkavasta rapautumisesta, otetaan näytteet näiltä alueilta. Näin selvitetään esimerkiksi rapautumisen syy sekä aste. Pahasti rapautuneesta rakenteesta voidaan näytteet ottaa ympäröivästä ehjästä betonista tai rapautuneelta alueelta riippuen tutkimuksen tavoitteesta. Rapautuneelta alueelta saadaan selvyyttä syistä ja ympäriltä otettaessa laajuudesta ja etenemisestä. Tarvittavien ohuthienäytteiden lukumäärä riippuu ensisijaisesti tutkimusten havainnoista. Jos rakenne on joko selvästi rapautunut tai rapautumaton, riittää kolme näytettä kustakin rakennetypistä. (Pentti, et al., 2013, pp. 108-109).

### Vetokoe

Betonin vetokokeilla voidaan arvioida rapautumista ja halkeilua, koska halkeamat heikentävät erityisesti betonin vetolujuutta. Vetokokeilla voidaankin arvioida betonin laatua yleisesti sekä esimerkiksi sen korjattavuutta paljon paremmin kuin puristuskokeella. Vetokokeet tehdään laboratoriossa poralieriöstä, jonka halkaisija on yleensä 50 tai 75 mm. Koekappaleen tulisi olla mahdollisimman suuri, mutta vähintään kolme kertaa kiviaineksen maksimiraekoko. Mitä suurempi näytteen halkaisija on, sitä homogeenisempi näyte on. Silloin mikrorakenteen erot tasoittuvat paremmin. Pieneen näytteeseen osuvat poikkeamat voivat muuttaa vetokokeen tuloksia huonompaan suuntaan, jolloin riskinä ovat tarpeettoman suuret ja kalliit korjaukset. (Pentti, et al., 2013, p. 110).

Testaukset suoritetaan standardin SFS 5445 mukaisesti. Vetolujuus mitataan rakenneosittain, jotta saadaan kuva rakenteiden rapautumistilanteesta. Tuloksia tarkastellaan sekä vetolujuuden että murtotavan perusteella. (Liikennevirasto, 2018, p. 13). Vetolujuudesta voidaan arvioida betonin rapautumistilannetta taulukon 16 mukaisesti. Alhaisesta vetolujuudesta ei kuitenkaan voida suoraan päätellä betonin olevan rapautunutta, koska syynä voi olla esimerkiksi yksittäinen poikkeama tai betonin alhainen lujuus. Yksittäinen alhainen mittaus tulos voidaan toistaa liimaamalla vetokappaleet yhteen ja toistamalla koe. Vetolujuuden lisäksi murtotavasta voidaan päätellä betonin rapautumistilannetta. Ehjä ja rapautumaton betoni murtuu yleensä rikki kiven kiviainesta. Rapautunut betoni sen sijaan halkeaa myötäillen kiviaineksen pintoja, koska halkeamat kulkevat pääasiassa sementtikivessä. (Pentti, et al., 2013, pp. 110-111).

**Taulukko 16.** Betoninäytteiden vetolujuuksien tulkinta (Pentti, et al., 2013, p. 110)

Vetolujuus	Todennäköinen rapaumatilanne
luokkaa 0 MPa	Näytteessä on pitkälle edennyttä rapautumaa
Luokkaa 0,5 - 1,0 MPa	Näytteessä on jonkinasteista rapautumaa
Luokkaa 1,5 MPa tai yli	Näytteessä ei todennäköisesti ole merkittävää rapautumaa

Kokeita tehdään yleensä vähintään 3 kappaletta jokaisesta rakenneryhmästä. Raportoinnissa on esitettävä vetolujuuden ja murtopinnan syvyyden lisäksi murtotapa ja syy (Liikennevirasto, 2018, p. 13). Vetolujuus soveltuu pääasiassa hietutkimuksia täydentäväksi menetelmäksi, koska se ei kerro juurikaan mahdollisen rapautumisen syistä tai etenemisestä. Vetokokeilla voidaan kuitenkin kartoittaa rapautuman laajuutta hienäytteitä paremmin, koska tutkimukset ovat yksikertai-

sia ja hietutkimuksiin verrattuna edullisia. Tästä syystä hietutkimuksia tehdään yleensä vetokoikeita vähemmän. Tarkoituksena on ohuthiestä selvittää betonin ongelmien olemassaolo ja syyt, kun taas vetokokeilla selvitetään niiden laajuus. (Pentti, et al., 2013, pp. 110-111).

### **Puristuslujuus**

Betonin puristuslujuus testataan standardin SFS-EN 12390-3 (2009, pp. 4-8) mukaisesti kuormittamalla rakennekoekappaletta murtoon asti. Näytteen tulee olla vähintään 50 mm halkaisijaltaan. Testin aikana puristustestauskoneen näytteeseen kohdistamaa voimaa nostetaan hitaasti ylöspäin, kunnes näyte murtuu. Näytteen kestävä suurin voima kirjataan ylös. Lisäksi arvioidaan murtotapaa. Murtotapa voi olla ei hyväksyttävä esimerkiksi testauksen tai testikoneen aiheuttamasta viasta johtuen. Epätydyttävät murtotavat kirjataan ylös.

Tutkimukseen vaikuttavat asiat voidaan jakaa näytteen ja testauksen ominaisuuksiin (Haavisto & Laaksonen, 2018, pp. 9-21; SFS-EN 13791, 2007, pp. 10, 21-22). Koekappaleen ominaisuuksilla on suuri vaikutus testauksen tulokseen. Luonnollisesti betonin huokoisuudella, iällä ja jälkihoidolla on suuri merkitys, koska ne vaikuttavat suoraan betonin puristuslujuuteen. Tämän lisäksi esimerkiksi näytteiden viat sekä virheet poraustyössä voivat vaikuttaa tuloksiin. Myös testausolosuhteet, kuten näytteen kosteuspitoisuus vaikuttavat. Vedellä kyllästetyn näytteen puristuslujuus voi olla noin 10...15 % alhaisempi verrattuna kuivattuun näytteeseen.

Myös näytteen mitoilla on vaikutus kokeiden tuloksiin. Mittojen vaikutus riippuu näytteen halkaisijasta sekä pituuden ja halkaisijan suhteesta. Halkaisijan vaikutusta tuloksiin ei tarkasti tunneta, mutta tulosten hajonta pienenee halkaisijan kasvaessa. Näytteen pituuden ja halkaisijan suhde vaikuttaa tuloksiin, koska kuormituksen jännitys jakauma muuttuu. Puristuslaitteen ja näytteen välinen kitka vähentää vaakasuuntaisia muodonmuutoksia. Kitkan merkitys kasvaa, kun näytteen pituus lyhenee. Tästä syystä pituuden ja halkaisijan suhteen kasvaessa näytteestä saadaan heikompia lujuuksia. Pituuden ja halkaisijan suhteen ollessa 2 tai enemmän pienenee kitkan vaikutus kuitenkin olemattomaksi. (Haavisto & Laaksonen, 2018, pp. 12-15).

Puristuslujuus tulee määrittää vähintään kolmen näytteen sarjalla kustakin rakenneryhmästä (SFS-EN 13791, 2007, pp. 10-11). Tämä tarkoittaa siis vähintään kahta 3 näytteen sarjaa molemmilta laitosyksiköiltä. Lisäksi lujuutta tutkitaan kimmokertoimen määrittämisen yhteydessä ja ainetta rikkomattomilla menetelmillä. Puristuslujuuskokeiden tuloksien avulla kalibroidaan kimmovasaran tulokset. Vertaamalla eri menetelmien tuloksia saavutetaan luotettava arvio betonin puristuslujuudesta laitosyksiköittäin ja rakenneryhmittäin. Kuten jo kimmovasaran yhteydessä todettiin, betonin puristuslujuuden tulee olla vähintään 85 % suunnittelulujuudesta, jotta sitä voidaan pitää hyväksyttävänä.

### **Kimmokerroin**

Kimmokerroin kuvaa jännityksen ja muodonmuutoksen suhdetta silloin, kun muodonmuutokset ovat palautuvia eli kimmoisia. Muodonmuutokset ovat yleensä palautuvia noin jännityksellä 0,3...0,4 kertaa betonin puristuslujuuden keskiarvo. (Haara, et al., 2018, p. 94). Betonin kimmokertoimet määritetään kolmen näytteen sarjalla standardin SFS-EN 12390 (2014) mukaisesti. Tässä tutkimuksessa näytesarjoja tehdään yksi molemmilta laitosyksiköiltä. Testausta edeltää poralierion irrottaminen rakenteesta sekä betonin puristuslujuuden testaus. Kimmokertoimen selvittämistä varten tarvitaan betonin puristuslujuuden keskiarvo. Testaus suoritetaan kuormittamalla näytettä toistuvilla sykleillä, joiden välissä kuormitusta kevennetään. Syklejä tehdään ensin matalammalla ja sitten suuremmalla kuormalla. Kuormitusten välissä näytteen muodonmuutoksia mitataan. Lopulta viimeisen syklin aikana kuormaa nostetaan murtoon asti. Jos näin saatu puristuslujuus poikkeaa yli 20 % käytetystä puristuslujuuden keskiarvosta, se on mainittava raportissa.

### **Kosteusmittaus**

Kosteusmittausten tarkoituksena on selvittää kosteuden jakautuminen betoniseinissä. Kosteus on vaatimuksena lähes kaikissa vanhenemismekanismeissa, joten sillä on suuri merkitys rakenteiden ikääntymisen kannalta. Betonin huokostilan kosteuspitoisuus mitataan molemmilta laitosyksiköiltä vähintään kolmesta eri kohdasta porareikämittauksena noudattaen RT 14-10984 (2010) ohjeita. Seinään porataan kolmesta neljään reikää pienelle alueelle syvyyksille 25, 50, 100

ja 300 mm, mihin asennetaan mittausputki. Viimeinen 300 mm mittaus asennetaan vain massiivisiin seiniin. Putket tiivistetään yläpäästä ja reunoilta, jotta kosteutta ei kulkeudu putkeen ulkoa. Näin kosteus päätyy putkeen vain sen alaosaan, eli mittaus tehdään putken pään tasolta. Näitä 3-4 mittauspään kohteita asennetaan laitosyksiköille eri korkeusasemille, jotta saadaan käsitys rakenteiden kosteuspitoisuudesta myös eri olosuhteissa.

Reiän poraaminen vaikuttaa ympäröivän betonin kosteuteen, joten mittausjärjestelyn annetaan tasoittua ennen mittauksia. Tasoittumiseen kuluva aika riippuu ympäristöstä, rakenteesta sekä mittauspään asentamisen ajankohdasta, mutta on yleensä tunnin päiviin. (Merikallio, 2000, pp. 744-745). Mittapää voidaan asentaa putkeen heti porauksen jälkeen tai vasta myöhemmin. Jos mittapää asennetaan myöhemmin, on sen tasoittumiselle jälleen varattava aikaa. Tasoittumisen jälkeen tulos voidaan lukea mittalaitteella ja kirjata tieto ylös. Erityisesti massiivisissa rakenteissa kosteuden vaihtelut ovat yleensä hitaita, joten niistä saadaan luotettavia tuloksia jo lyhyilläkin mittauksilla. Yhdestä porareistä ei voida tehdä pitkiä kosteusmittauksia, koska niiden tarkkuus heikkenee ajan myötä. Tämä on pääasiassa seurausta koejärjestelystä, joka yleensä vuotaa hieman kosteutta ulos. (RT 14-10984, 2010, pp. 1-6, 11) .

## 4.2.4 Toteutuksen valmistelu

### Tutkimuspaikkojen valmistelu

Tutkimuspaikkojen valmistelu on maanalaisten seinien tapauksessa merkittävä osa tutkimuksesta. Valmistelevia töitä suoritettiin paljon, jotta seinien ulkopintoja päästiin tutkimaan. Sisä-kautta tehtäviä tutkimuksia varten valmisteluja ei tarvittu. Niiden osalta kuitenkin varauduttiin pohjaveden tunkeutumiseen sisälle ja tilojen siivoamiseen tutkimuksen jälkeen. Muiden tutkimuspaikkojen valmisteluun kuului kaivantojen sekä telineiden rakentaminen ja tilojen työturvallisuuden varmistaminen. Kaivannot tehtiin luiskattuina ja niiden kuivattamiseen varauduttiin pohjaveden osalta. Kaivantoihin ja sulkulaatta tiloihin rakennettiin telineet, jotta rakenteet voitiin tutkia koko korkeudeltaan.

Kaivannot ja sulkulaattatilat ovat suljettuja tiloja, joten niiden työturvallisuudesta on huolehdittava. Kaivantojen työturvallisuus tarkoittaa riittäviä luiskien kaltevuuksia ja tarkastuksia. Lisäksi niiden kulku järjestettiin tarvittaessa telineillä. Sulkulaattatiloihin kuljettiin noin 1 x 1 m luukusta, joten niistä poistuminen on ongelmatilanteessa haastavaa. Sulkulaattatiloissa ongelman muodostaa myös kalliosta tuleva radon. Säännöllisessä työssä pitoisuus ei saa ylittää 300 Bq/m<sup>3</sup> (Säteilyturvakeskus, 2019b) eikä vuositasolla 500 000 becquerel-tuntia kuutiometrissä. Sulkulaattatiloja ei kuitenkaan voida pitää säännöllisenä työskentelytilana. Tilojen radonpitoisuuden alen-tamiseksi tiloihin toteutettiin meno- ja tuloilma minkä lisäksi pitoisuutta seurattiin koko tutkimuksen ajan. Tiloissa myös käytettiin suojavarusteita ja happimittareita, jotta varmistettiin hengitysilman riittävyys ja rajoitettiin radonpitoisen aineen kulkeutumista iholle tai keuhkoihin. Työt suoritettiin ripeästi, jotta annokset jäivät alhaisiksi.

### Poraus- ja paikkaustyö

Poraus- ja paikkaustyöstä vastasi kuntotutkija, jotta porauksen aikana voitiin tehdä havaintoja betonin ominaisuuksista. Näytteet otettiin lieriöporauksena kohteella, jossa ne dokumentoitiin, pakattiin ja toimitettiin laboratorioon tutkimuksia varten. Porauksessa käytettiin soveltuvia työkaluja ja pora kiinnitettiin rakenteeseen tukevasti. (Pentti, et al., 2013, p. 118). Poran kiinnittämiseen käytettiin mahdollisuuksien mukaan alipainetta, koska silloin rakennetta rikotaan vähemmän ja sen on nopeampi. Näytteiden irrotuksessa ja porauksessa noudatettiin voimassa olevia standardeja kuten SFS-EN 12504-1 (2009) ja SFS-EN 12390-1 (2013) ja SFS-EN 13791 (2007).

Poraustyöllä voidaan vaikuttaa laboratoriotutkimusten onnistumiseen. Esimerkiksi näytteen vinous tai vauriot voivat heikentää tuloksia. Näytteessä olevat raudotteet tai onkalot voivat vaikuttaa tuloksiin. Porakappaleen vikoihin liittyy osittain myös näytteen poraussyövyä. Porattaessa valussyövyä saadaan yleensä suurempia lujuuksia verrattuna kohtisuoraan porattuun näytteeseen. Myös esimerkiksi vedenerottuminen voi aiheuttaa paikallisia eroja ja heikentää näytteen

lujuutta. Lisäksi näytteenotto paikalla on merkitystä. Esimerkiksi puristuslujuus saattaa olla rakenteen yläosassa jopa 25 % matalampi kuin valun keskivaiheilla. (Haavisto & Laaksonen, 2018, pp. 9-21; SFS-EN 13791, 2007, pp. 21-22).

Poraustyö alkoi valitsemalla porauskohde, josta kuntotutkija määrittä raudoitustankojen paikat. Tämän jälkeen pora kiinnitettiin alustaansa niin, että poraus tapahtui rautojen välistä. Jos pora kuitenkin osui teräkseen, siirrettiin poraa hieman. Lähtökohtana oli, että teräksiä ei katkaista. Porauksen aikana terää viilennettiin syöttämällä vettä, mikä osaltaan myös kuljetti porauslietettä pois reiästä. Näyte porattiin määräsyyvyteen asti, jonka jälkeen terä nostettiin ja pora irrotettiin alustasta. Pois lukien ne näytteet, jotka porattiin rakenteen läpi, näyte irrotettiin alapäästään vääntämällä sitä esimerkiksi taltalla ja vasaralla. Irrotetut näytteet merkittiin yksilöivällä tunnuksella ja niihin tarvittaessa merkittiin myös sisä- ja ulkopinnat. Tämän lisäksi ne merkittiin piirustuksiin tai valokuvattiin. Porauksen jälkeen paikkaus suoritettiin TVO:n hyväksymällä Master Emaco S 5400 -rakennekorjauslaastilla, joka sekoitettiin kentällä. Massa sullottiin reikään "maakosteana" ja viimeisteltiin lastalla tasaiseksi.

## 4.3 Kuntotutkimuksen toteutus

### 4.3.1 Tulosaineisto

#### Visuaaliset tutkimukset

Visuaaliset tutkimukset suoritettiin luvussa 4.2.3 esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Kaikki saavutettavissa olevat pinnat katselmoitiin ongelmien havaitsemiseksi. Havainnot ja rakenteiden yleiskunto dokumentoitiin kirjallisesti ja valokuvin. Lisäksi havaintojen sijainnit hahmoteltiin piirustuksiin. Tutkimuksissa havainnoitiin myös ympäristöä ja ympäröiviä rakenteita. Seuraavaksi esitellään lyhyesti havainnot tutkimusalueittain. Havainnot tehtiin pääasiassa ainetta rikkomattomien tutkimusten aikana, mutta niitä täydennettiin vielä DT-tutkimusten aikana erityisesti rakeneavausten yhteydessä.

Yleisesti voidaan todeta, että rakenteet ovat hyvässä kunnossa. Ongelmia havaittiin rajallisesti, ja ne esiintyvät rasitetuimmissa kohteissa. Rakenteiden kuivatusjärjestelmä näyttää toimivan huomattavasti oletettua paremmin. Pohjavedenpinta vaikuttaa olevan kauttaaltaan tason +0,0 alapuolella. Tämä tarkoittaa, että ero kuvan 23 arvioon on ainakin 2 metriä. Tästä syystä päätettiin tutkimusten aikana hylätä olosuhdeluokka U2, joka yhdistettiin luokkaan U1. Olosuhdeluokka U3 alkaa siis noin tasolta + 1,5 m, vaikka pohjavedenpinta onkin tätä alempana.

Tutkimusalueen T2 kaivannossa ei esiinny mitään merkittäviä ongelmia. Betonin pinta on kauttaaltaan muuttanut värinsä vaalean ruskeaksi, mikä mahdollisesti johtuu biologisesta kasvustosta tai täytön vaikutuksesta. Betoni on rakenteen K25 alueelta hieman rapautunut maanpinnan yläpuolelta, mikä on mahdollisesti pakkasrapautumisen aiheuttamaa. Tämä rapautuminen on kuitenkin pinnallista eikä ylitä missään 30 mm syvyyttä. Pääasiassa rapautuminen onkin alle 5 mm syvää. K30 alueella rapautumista ei havaita. Rapautumisvyöhykkeellä esiintyy myös vähäisesti kalkkihärmää. Rakenteessa ei havaita mitään korroosioon, eroosioon tai kemiallisiin rasituksiin viittaavaa eikä betoni ole halkeillut. Yleiskuva seinästä esitetään kuvassa 31. Kaikki havainnot sijoittuvat hyväksyttävien raja-arvojen sisälle. Ympäristön osalta huomion arvoista on, että täytöt on tehty luonnonhiekasta. Tämä voi lisätä kosteusrasitusta rakenteille. Oletettavasti täyttö on vastaavaa koko OL1-laitosyksikön ympärillä.



**Kuva 31. T2 kaivanto**

Kuvassa 32 esitetään rakennetta tutkimusalueen T4 kaivannosta. Tutkimusalueen erityispiirteenä on rakenteen pinnalla olevat pistemäiset kuviot. Paikoitellen rakenteen pinta on kauttaaltaan täynnä mustia ja ruskeita pisteitä. Rakenneavausten jälkeen todettiin, että betoniteräksiset ovat kuitenkin ehjiä ja puhtaita. Lisäksi betoni vaikuttaa muutenkin hyvälaatuiselta. Ainoana ongelmana vaikuttaa siis olevan pinnan värin muuttuminen. Syynä oletetaan olevan täyttömateriaali, joka vaikuttaa olevan ruostuvaa kiviainesta. Ruostuva kiviaines on tutkimusten mukaan rikkiä. Lisäksi havaittiin, että kaivannossa olevan kallion sisäosissa näyttää olevan ruosteläikkiä. Koska kalliomursketta on käytetty täyttönä ainakin OL2:lla, voisi tämä aiheuttaa kuvassa esiintyvän ilmiön.

Tämän lisäksi T4 kaivannossa on sokkelirakenteessa rapautumista koko seinän mitalla. Paikoitellen näkyy betoniteräksiä ja kalkkihärmää on laajalti. Tarkempien tutkimusten perustella rapautumisen alla oleva betoni vaikuttaa kuitenkin kovalta, ja siinä esiintyy piikkauksen jälkiä. Onkin mahdollista, että betonin pinta on aikaisemmin piikattu auki ja sen päälle on tehty pintavalu, joka nyt rapautuu. Muita havaintoja rakenteen vanhenemisesta ei löydetty. Täytöt on tehty karkeasta kiviaineksesta, joten veden pitäisi kulkeutua vapaasti pois rakenteen pinnalta.



**Kuva 32. T4 kaivanto**



T6 tutkimusalueella seinät näyttävät hyviltä, kuten nähdään kuvasta 33. Betonissa on tapahtunut kevyttä värin muutosta, mutta mitään ikääntymiseen viittaavaa ei löydetty. Seiniin on valujen aikana syntynyt pieniä valuvikoja, joiden syvyys on alle 5 mm eli vaikutus on esteettinen. Täytöt on tehty karkeasta kiviaineksesta. Tutkimusalueella kulkeva alkuperäinen tiilisalaoja vaikuttaa lähes käyttämättömältä. Putken sisäpinnoilla ei näy kulumaa. Lisäksi putken yläpuolella oleva muottilauta vaikuttaa säilyttäneen lujuutensa yli 40 vuoden ajan maan alla. Tästä voidaankin olettaa, että pohjavesi lienee käytännössä jatkuvasti salaojan tasolla tai sen alapuolella. Kyseinen salaoja on noin tasolla + 0,0 m. Toisaalta on myös huomioitava, että seinän vierusta on ollut asfalttipinnan alla todennäköisesti lähes koko laitosten käyttöajan ajan. Tätä ei tiedetty ennen kuin ryhdyttiin kaivamiseen. Tiivis pintakerros on todennäköisesti vähentänyt veden kulkeutumista rakenteen pinnalle, mikä vaikuttaa rakenteen ikääntymiseen. Alueella olevat leca-harkot näyttävät olevan kunnossa.



**Kuva 33.** T6 kaivanto

Sulkulaattatilojen K30 seinät vaikuttavat olevan hyvässä kunnossa. Kummallakaan laitostyksiköllä näissä ei havaittu mitään ongelmia. Tilojen kosteusrasitus on kuitenkin hyvin korkea erityisesti T2 tutkimusalueella. Tilojen ilmankosteus on korkea, minkä lisäksi vettä roiskuu paikallisesti betonipinnoille. Varsinkin T2 alueella pintavedet kulkeutuvat tilaan vaikuttaen kosteusrasitukseen. Kaikkein rasitetuimmilla pinnoilla betonin pinta on paikallisesti kulunut eroosion vaikutuksesta, kun vesi jatkuvasti roiskuu pinnalle. Kulunutta betonipintaa tutkimusalueelta T2 nähdään kuvasta 34. Korkeasta kosteusrasituksesta huolimatta vesi ei jää tiloihin makaamaan, vaan salaojajärjestelmä toimii. Sulkulaatan läpi on asennettu pystysalaojia, joiden toimintakunnosta ei kuitenkaan ole tietoa. Näitä salaojia on selvästi enemmän T4 alueella.

Tämän lisäksi sulkulaattatiloissa esiintyy korroosioläikkiä, kuten nähdään kuvasta 34. Nämä ongelmat keskittyvät nimenomaan lujuusluokan K25 rakenteisiin. Läikkiä esiintyy molemmilla laitostyksiköillä, mutta OL1:llä niitä on enemmän. Ruosteläikät eivät kuitenkaan välttämättä aiheudu betoniterästen korroosiosta. Rakenneavauksia tehtiin ruosteläikkien kohdalta, ja alla oleva teräs vaihteli puhtaasta ruosteiseen. Läikillä ja terästen korroosiolla ei siis vaikuta olevan yhteyttä. Todennäköisesti läikät aiheutuvat ruostuvasta kiviaineksesta rakenteen pinnassa. Rikkikiisua tai muuta ruostuvaa kiviainesta onkin ilmeisesti käytetty myös betonin runkoaineena. Terästen paikallinen korrosio on todennäköisesti pohjaveden kloridien aiheuttamaa.

Edellä mainittujen havaintojen lisäksi T2 tutkimusalueelta löydettiin noin 10 m<sup>2</sup> kokoinen lamiinoitunut alue, mistä kuulu vasaroidessa kumea ääni. Tilassa kallionpinta on hyvin epätasainen louhinnan jäljiltä. Kalkkihärmää esiintyy vähäisesti kallionpinnoilla sekä liitoksissa. Tilan ahtaus hankaloitti työskentelyä tiloissa. Ongelmaa lisää kuvassa 34 näkyvä pilasteri, jonka tarkoituksen on ilmeisesti tukea yläpuolista sulkulaattaa.





**Kuva 34.** T2 sulkulaattatila

Sulkulaattatilat tutkimusalueella T4 vastaavat likimäärin yllä annettua kuvausta, mutta siellä ei ole pilastereita ja kallionpinta on huomattavasti selväpiirteisempi. Rakenteiden kosteusrasitus vaikuttaa pienemmältä, mikä voi johtua kallionpinnan tasaisuudesta ja tiheämmästä pystysalaojituksesta. Myös sadevesien vaikutus tilan olosuhteisiin vaikuttaa vähäisemmältä. Kalkkihärmää esiintyy sen sijaan enemmän, ja kallionpinnat ovatkin paikoitellen täysin valkoisen kalkin peitossa. Lisäksi kalkkihärmää esiintyy rakenteiden liitoksissa vähäisiä määriä.

Rakenteet ovat paikoitellen merkkiä veden roiskeista johtuen, mikä nähdään kuvasta 35. T4 alueella merkkiä seinäpintoja ei kuitenkaan ollut juurikaan tämän lisäksi, mikä on merkittävästi vähemmän kuin alueella T2. Seinät vaikuttavat olevan, todennäköisesti alhaisemman kosteusrasituksen vuoksi, paremmassa kunnossa kuin OL1-laitosyksiköllä. Korroosioläikkien lisäksi lujuusluokan K25 betonissa on tutkimusalueella T4 seinän keskivaiheilla valuvikoja, joissa osassa on teräkset näkyvillä. Näitä onkaloita on noin 10 kpl, joista 5:ssä näkyy teräs.



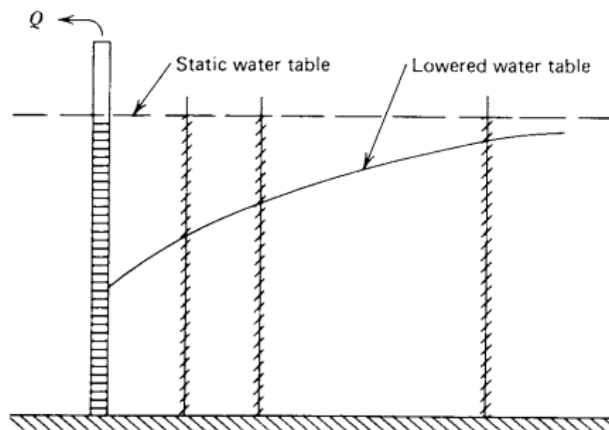
**Kuva 35.** T4 sulkulaattatila

## Visuaalisten tutkimusten yhteenveto

Visuaalisten tutkimusten perusteella voidaan todeta, ettei K30 betoneissa vaikuta olevan ikääntymiseen viittaavia ongelmia. Seinät ovat kauttaaltaan kunnossa, eikä rapautumisesta tai terästen korroosiosta kertovia havaintoja tehty. K25 betoneista sen sijaan löydettiin korroosioon viittavia merkkejä sulkulaattatiloissa. Niiden syytä ei kuitenkaan saatu visuaalisten tutkimusten avulla selvitettyä. Rakenneavauksissa löydettiin yksi selvästi ruostunut teräs ja toinen ruostumisen alkuvaiheessa oleva teräs, mutta niiden vaikutusta pinnan korroosioläikkiin ei tunneta. Todennäköisesti pinnan ruosteläikät eivät johdu terästen korroosiosta vaan ruostuvasta kiviaineksesta rakenteen pinnalla. Korroosio ei ole halkaissut betonin pintaa, mikä saattaa johtua kloridikorroosion runsasliukoisista reaktiotuotteista. Lisäksi betonipeitteet saattavat olla riittävän suuria, ettei halkeamista ole tapahtunut. Toisaalta on myös mahdollista, että korroosioläikkien vuoksi halkeamia ei havaittu. Rakenteet eivät ole muutenkaan halkeilleen.

Korroosion lisäksi paikallista rapautumista ja valuvikoja esiintyy sulkulaattatiloissa. Rakenteiden kestävyys kannalta suurin ongelma onkin sulkulaattojen alapuolisten tilojen kosteusrasitus. Sen taso on kuitenkin selvästi pienempi kuin ennen tutkimuksia arvioitiin. Pohjavedenpinta on myös selvästi oletettua alempana. Pohjavedenpinnan vaihtelu ei selitä tätä kokonaan. Tästä syystä oletetaan, että laitosten salaojajärjestelmä ja siihen kuuluvat pumpput, pitävät pohjavedenpintaa yleistä tasoa alempana. Tätä tukevat erityisesti havainnot tutkimusalueelta T6, jossa salaoja vaikuttaa lähes käyttämättömältä ja muottilauta on edelleen luja salaojan yläpuolella.

Salaojajärjestelmällä pumppuineen voidaan vaikuttaa pohjavedenpinnan tasoon, kuten nähdään kuvasta 36. Oletetaan seuraavaksi, että koko salaojajärjestelmä voidaan tiivistää neljään pumppukuoppaan, joista jokainen toimii omana yksikkönään. Salaojaputket ainoastaan johtavat veden pumppuille. Pumppauksen vaikutus pienenee kuvan mukaisesti etäisyyden kasvaessa. Pumppauksen ulottuvuus  $R_0$  [m] voidaan määrittää veden pinnan alentuman  $h$  [m] ja maalajin vedenläpäisevyyden  $K$  [m/s] perusteella (Powers, et al., 2007, p. 71). Vedenlähteen, kuten merenrannan, läheisyys kuitenkin rajoittaa vaikutusalueeksi noin kaksi kertaa vedenlähteen etäisyys. Laitosyksiköiden pumppukuopan ja merenrannan välinen etäisyys on karkeasti noin 200 metriä, jolloin pumppauksen vaikutusetäisyys on noin 400 metriä.



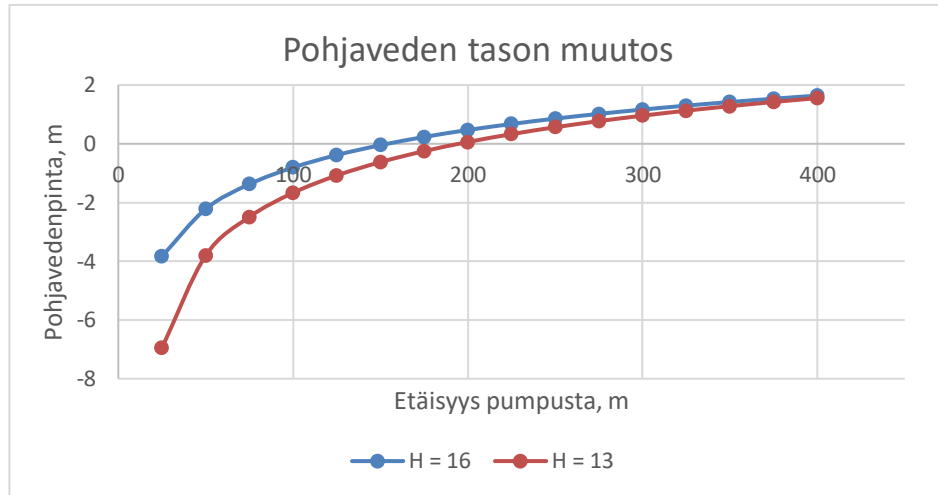
**Kuva 36.** Pumppauksen vaikutus pohjavedenpintaan (Powers, et al., 2007, p. 59)

Pumppauksen vaikutusta pohjaveden pinnan alenemiseen voidaan arvioida kaavalla 5. Kaava antaa kohtuullisen tarkkoja arvioita, kun tarkastelu-etäisyys  $r$  [m] on selvästi alkuperäistä pohjavedenpintaa  $H$  [m] suurempi. Kaavalla ei siis voida arvioida pumppauksen vaikutusta lähellä pumppua. (Powers, et al., 2007, p. 69). Pumppujen korkeusasemat esitettiin taulukossa 6. Pohjavedenpinnan normaalitaso on + 1,5 m kuvan 23 mukaisesti. Tästä saadaan pohjaveden alkuperäiseksi korkeudeksi  $H$  noin 16 ja 13 metriä, riippuen pumpun tasosta. Pumpun teho  $Q_w$ , eli pumpun pumppaama vesimäärä, on noin 16 l/s (Flygt, 2006, p. 13). Keskikarkean soran vedenläpäisevyyskerroin on noin  $1 \dots 10^{-2}$  m/s (Liikennevirasto, 2013b, p. 12).

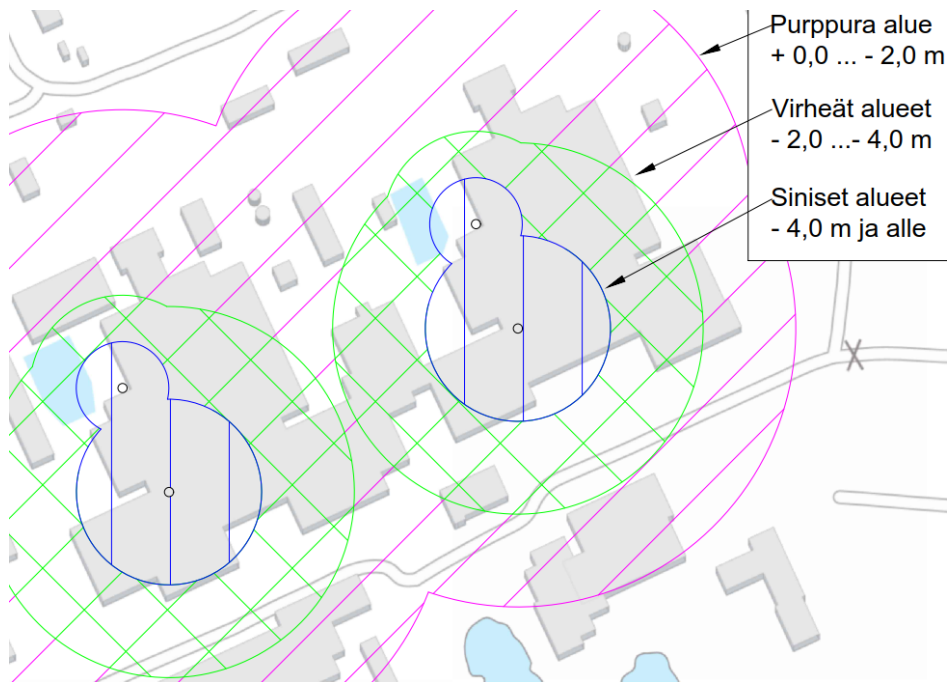
$$h = \sqrt{H^2 - \frac{Q_w}{\pi K} \ln \frac{R_0}{r}}$$

**Kaava 5**

Sijoittamalla arvot kaavaan 5 saadaan kuvan 37 mukainen arvio pohjavedenpinnan tasosta etäisyyden funktiona. Arvio vastaa likimäärin visuaalisten tutkimusten yhteydessä tehtyjä havaintoja. Esimerkiksi tutkimusalueella T6 pohjavesi on kuvaajan mukaan noin tasolla + 0,0 m. Lisäksi kuvassa 38 esitetään arvio pohjavedenpinnasta laitospihalla. Arvioitu on jaettu kolmeen vyöhykkeeseen, joiden tiedot esitetään kuvassa. Kuvan mukaisesti koko laitospihalla pohjavedenpinta on siis tasolla + 0,0 m tai sen alapuolella.



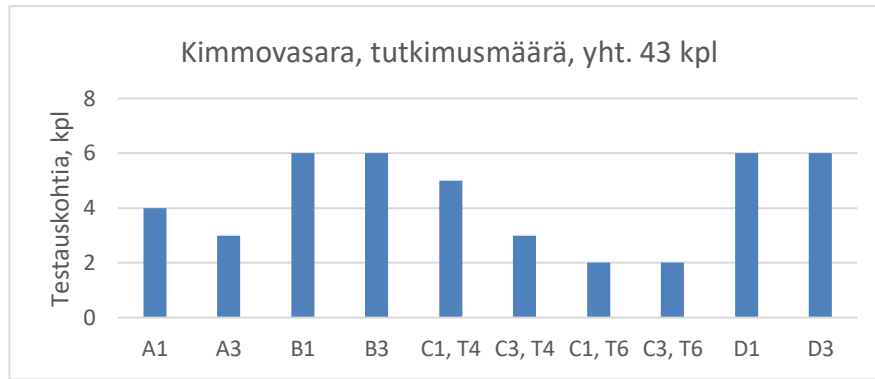
**Kuva 37.** Pumpauksen laskennallinen vaikutus pohjavedenpintaan



**Kuva 38.** Arvioitu pohjavedenpinta laitosalueella

### Kimmo-vasara tutkimukset

Yhteensä kimmo-vasaralla tutkittiin 43 testauskohtaa, ja ne jakautuivat kuvan 39 mukaisesti tutkimusalueiden kesken. Rakenteiden rajallisen saavutettavuuden vuoksi testauskohtien määrät eivät kaikilta osin vastaa standardin mukaisia minimiarvoja. Näissä kohteissa tutkimuksia tehtiin siinä laajuudessa kuin oli mahdollista.



**Kuva 39.** Kimmovasara tutkimusten lukumäärä

Kimmovasara tutkimusten tulokset esitetään kootusti taulukossa 17. Ominaislujuuden lisäksi esitetään testauskohtien lujuuden keskiarvot sekä - hajonnat. Viimeisenä esitetään hyväksyntärajat tuloksille. Lujuudet vastaavat 150 x 300 mm lieriölujuuksia. Analyysissä ei huomioitu selvästi rapautuneita alueita.

Betonin nimellislujuus on rakenteen suunnittelun perustaksi valittu betonilaatua kuvaava puristuslujuus. Käytännössä nimellislujuus tarkoittaa betonin lujuusluokkaa. Ominaislujuudella tarkoitetaan materiaalin myötämistä kuvaavaa arvoa, jota ei riittävällä todennäköisyydellä aliteta. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2004, pp. 16-21, 190-191). Betonin ominaislujuus tarkoittaa yleensä lujuuden tilastollista 5 % fraktiilia (SFS-EN 1990, 2006, p. 62). Laskenta- tai mitoituslujuus on suunnittelussa käytettävä arvo, joka saadaan jakamalla ominaislujuus materiaalin osavarmuuskertoimella. Rakenteet siis suunnitellaan ja mitoitetaan suunnittelulujuuden avulla. (Suomen Betoniyhdistys ry, 2004, pp. 16-21, 190-191).

Testauskohtien pieni lukumäärä näkyy tuloksissa korkeana keskihajontana, varsinkin jos kimmovarvojen mediaaneissa on suurta vaihtelua. Esimerkiksi K25 rakenteista saatiin otettua 6 testauskohtaa jokaisesta rakennejoukosta. Tämä pienentää keskihajontaa ja siten parantaa tulosten luotettavuutta. Toisaalta erityisesti T2-25 tuloksista nähdään, että betonirakenteen lujuus on alentunut sulkulaattatilojen osalta. Tämä tukee myös visuaalisten havaintojen tuloksia. Taulukossa testitulosten keskiarvo on likimäärin sama olosuhteiden U12 ja U3 välillä, mutta keskihajonta on sulkulaattatiloissa kaksi kertaa suurempi. Tämän seurauksena ominaislujuus laskee. T2-25 on ainoa rakenne jonka ominaislujuus alittaa raja-arvon. Muissa rakenteissa lujuus vaikuttaa pääasiassa kasvaneen nimellislujuutta suuremmaksi pitkittyneen hydrataation vaikutuksesta.

**Taulukko 17.** Kimmovasara tutkimusten tulokset

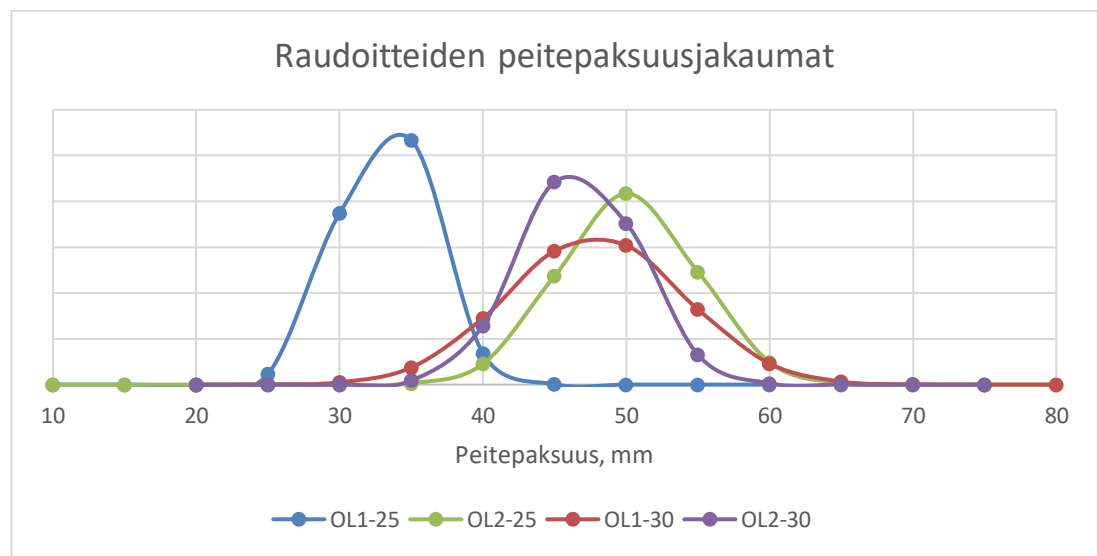
Tutkimusjoukko			Testitulosten keskiarvo [MPa]	Keskihajonta	Ominaislujuus [MPa]	85 % nimellislujuus [MPa]
T2 / OL1	K30	U12	48	8,37	36	25,5
		U3	56	2,78	52	
	K25	U12	26	3,12	22	21,25
		U3	27	6,68	17	
T4 / OL2	K30	U12	50	7,34	39	25,5
		U3	48	11,70	30	
	K25	U12	40	3,36	35	21,25
		U3	37	4,85	30	
T6 / OL2	K30	U12	55	5,50	47	25,5
		U3	58	0,61	58	

Kaivannoista saatiin otettua melko vähän testauskohtia K30 betoneista, mikä näkyy korkeana keskihajontana erityisesti T2 ja T4 tutkimusalueilla. Esimerkiksi T2-30 rakenteessa kaivannon tulokset ovat keskilujuuden osalta 16 % alhaisempia ja keskihajonnan osalta kolme kertaa suurempia verrattuna sulkulaattatiloihin. Tämän seurauksena ominaislujuus on kaivannon osalta yli 40 % pienempi. Ero syntyy hyvin lähellä maanpintaa, sillä ensimmäisen puolen metrin alueella lujuudet ovat noin 40 - 41 MPa. Tämän alapuolella sulkulaattatilat mukaan lukien, lujuudet ovat noin 52 - 58 MPa. Tämä on mahdollisesti pakkasrapautumisen aiheuttamaa, koska pakkasen kohdistuu nimenomaan rakenteen yläosaan. On kuitenkin huomattava, että eroista huolimatta molemmat ominaislujuudet ylittävät raja-arvon selvästi. Vastaavaa eroa ensimmäisen puolen metrin osalta ei havaita T4-30 rakenteessa. Sen tulokset ovat ensimmäisen puolen metrin osalta 45 - 60 MPa ja alempana 36 - 59 MPa. Tätä eroa selittää erityisesti sulkulaattatilojen suuri keskihajonta. T6 rakenteessa tulokset ovat hyviä sekä lujuuden että hajonnan osalta.

Tulokset kertovat suhteellisen lujuuden. Tulokset kalibroidaan analyysivaiheessa, kun laboratoriokokeet valmistuvat. Tulosten perusteella kokeen raja-arvot täyttyvät paitsi T2-25 rakenteiden osalta. Muissa rakenteissa raja-arvot täyttyvät noin 5 MPa:n marginaalilla. Kaikki ominaislujuudet kuitenkin ylittävät suunnittelulujuuksien arvot. Tätä selittää niiden pitkään jatkunut hydrataatio, sillä rakenteilla on jatkuva kosteuslähde. Niiden lujuus onkin voinut kehittyä pitkään 28 vuorokauden lujuustulosten jälkeen.

### Raudoitteiden peitepaksuusjakaumat

Testauskohtia valittiin rakenteen saavutettavuudesta riippuen 2-5 kpl. Yhteensä raudoitteita otettiin 14 kpl, jotka jakautuivat K25 ja K30 betoneille vastaavasti 9 kpl ja 5 kpl. Näistä saatiin yksittäisiä mittaustuloksia vastaavasti 508 kpl ja 202 kpl. Tulostuloksista piirrettiin peitteiden normaalijakaumat kuvaan 40, minkä lisäksi tärkeimmät ominaisuudet esitetään taulukossa 18. Aineistosta nähdään, että OL2-25 rakenteessa on suunnitelmista poiketen käytetty samaa peitepaksuutta kuin K30 rakenteissa. Täten vain OL1-25 rakenteessa on käytetty pienempiä peitepaksuuksia. Muilta osin peitepaksuudet vastaavat likimäärin suunnitelmia. Peitepaksuuksien keskiarvot vaihtelevat taulukon mukaisesti 46...50 mm välillä muissa rakenteissa ja OL1-25 rakenteessa suojapaksuus on noin 33 mm. Jos huomioidaan lisäksi asennustoleranssit, voidaan peitepaksuuksien keskiarvoja pitää suunnitelmien mukaisena. Lisäksi 50 mm peitepaksuuksia voidaan pitää nykyisten normien mukaisina. Toisaalta, myös OL1-25 rakenteen peitepaksuudet ovat ajan normien mukaisia (Suomen rakennusinsinöörien liitto, 1975, p. 36).



**Kuva 40.** Raudoitteiden peitepaksuudet

Peitepaksuuksien minimi- ja maksimiarvojen lisäksi esitetään 10 % raja-arvo, eli se syvyys, jonka ulkopuolella on vähintään 10 % teräksistä. Noin 10 % korroosiolaajuutta voidaan pitää ratkaisevana, koska tämän jälkeen paikkauskorjaukset eivät yleensä ole taloudellisesti kannattavia (Pentti, et al., 2013, pp. 127-130). Raja-arvot sijoittuvat K25 betoneilla 25 mm ja K30 betoneilla

30...35 mm syvyydelle pinnasta. Mikäli kloridipitoisuus ylittää tällä syvyydellä kriittisen kloridipitoisuuden, voidaan olettaa korroosiolaajuudeksi yli 10 %.

**Taulukko 18. Betonipeitteiden oleelliset tiedot**

	Keskiarvo	Keskihajonta	Min. [mm]	Max. [mm]	10 % raja-arvo [mm]	Testausta-kohta	n = mittauspisteiden lkm
OL1-25	33,2	3,22	10	55	25	4	201
OL1-30	47,8	6,16	25	80	35	2	80
OL2-25	50,1	4,78	15	85	25	5	307
OL2-30	46,7	4,13	25	70	30	3	122

Ylläolevien tulosten lisäksi raudoitteita tutkittiin rakenteesta T6 kahdesta tutkimuskohdasta. Näitä ei ole sisällytetty tuloksiin johtuen poikkeavasta rakenteesta. Seinän ulkopinta on tehty yläosastaan kevytsoraharkoista. Harkot on tuettu 70 mm paksulle betonikielekkeelle, joka ulottuu perustukseen asti. Tämä kieleke on tehty mittauksen ja suunnitelmien mukaan raudoittamattomana. Raudoitteet ovatkin seinässä vasta syvyydellä 120...150 mm, ja ensimmäinen rauta löydettiin 100 mm syvyydeltä. Tällainen mittauksen tulos vääristäisi K30 betonien suojabetonipeitteiden tuloksia, joten ne jätettiin ulkopuolelle.

Raudoitteiden peitepaksuuksista voidaan siis todeta, että ne vastaavat suunnitelmia. Ainoastaan OL2-25 rakenteen osalta tulokset ylittävät suunnitelmien mukaiset peitepaksuudet. Suunnitelmiin ei ole kyseisen seinän osalta kirjattu 50 mm peitepaksuutta, mutta tulosten mukaan sitä on kuitenkin noudatettu.

### Toisen vaiheen tutkimukset

Toisen vaiheen tutkimusten toteuttajan valitsemiseksi pyydettiin tarjoukset useammalta toimitajalta. Neuvottelujen jälkeen toteuttajaksi valittiin Vahanen Rakennusfysiikka Oy. Kenttäkokeet suoritettiin viikkojen 26 ja 27 aikana ja laboratoriokokeet heinä- ja elokuussa. Tutkimussuunnitelmasta poiketen tutkimuspaikat T1 ja T7 jätettiin pois. Porausten tekeminen näistä kohteista olisi ollut hyvin vaikeaa ja luotettava paikkaaminen käytännössä mahdotonta. Yhdessä kuntotutkijan kanssa todettiin, että tutkimuspaikat voidaan jättää pois ilman, että tulosten luotettavuus heikkenee.

Tutkimusten aikana otettiin yhteensä 58 näytettä, joista OL1-laitosyksiköltä porattiin 27 kpl ja OL2-laitosyksiköltä 31 kpl. Vastaavasti rakenneryhmittäin poraukset jakautuvat K25 betonien osalta 25 näytteeseen ja K30 betonien osalta 33 näytteeseen. Jokaisesta tutkimuspaikasta otettiin 2 - 8 näytettä. Porauskohtien lukumäärä oli selvästi näytemäärää suurempi, koska poraus lopetettiin aina osuttaessa teräkseen. Tutkimusmäärät vastaavat pääasiassa taulukossa 15 esitettyjä määriä. Taulukosta poiketen vetolujuuksia otettiin kuitenkin ainoastaan 22 kpl. Osittain tätä selittää kahden tutkimuspaikan poisjääminen. Tämän lisäksi kimmokertoimien määrittämisessä esiintyvien ongelmien vuoksi niitä ei ehditty tekemään tämän raportin aikataulussa. (Pyy, et al., 2019).

### Ainetta rikkovien tutkimusten tulokset

Vetolujuudet tutkittiin 22 näytteestä, joista kolmessa lujuus alitti ohjeiden mukaisen 1,5 MPa:n raja-arvon. Heikoimmat tulokset saatiin T2 tutkimusalueelta. Kaivannosta saatiin kaksi alittanutta tulosta 1,4 MPa ja 0,3 MPa. Lisäksi sulkulaatan alta saatiin tulos 0,6 MPa. Samoista tutkimusalueista saatiin kuitenkin myös yli 2,0 MPa:n tuloksia. Pääasiassa, eli 12 kpl, kokeiden tulokset ylittivät 2,0 MPa. (Pyy, et al., 2019).



Puristuslujuudet tutkittiin yhteensä 12 näytteellä taulukon 19 mukaisesti. Tuloksista nähdään, että puristuslujuudet ovat kasvaneen laitosten käyttöiän aikana noin kaksi - kolme kertaa suuremmiksi suhteessa suunnittelulujuuksiin. Yksittäisessä näytteessä lujuuden kasvu vaihtelee noin 10 - 66 MPa:n verran. (Pyy, et al., 2019).

**Taulukko 19. Betonin puristuslujuustestien tulokset**

	Näyte	Olkiluoto 1		Näyte	Olkiluoto 2	
		Lujuus [MPa]	Lujuus, keskiarvo, [MPa]		Lujuus [MPa]	Lujuus, keskiarvo, [MPa]
<b>K25</b>	T22-1	40,9	45,9	T42-1B	66,8	68,2
	T22-2C	35,1		T42-4	62,7	
	T22-3D	61,8		T42-7	75,1	
<b>K30</b>	T23-1B	80,50	77,3	T6-3	60,10	59,1
	T23-3	96,20		T6-4	60,00	
	T2S3-1	55,20		T6-8	57,30	

Kloridipitoisuuksia mitattiin kymmenestä testauskohdasta. Yhdeksältä alueelta mitattiin kloridiprofiili kolmelta syvyydeltä, ja yhdessä tutkimuskohdassa mittaus tehtiin kolmesta pintabetoni näytteestä. Pitoisuudet ovat sekä terästen tasolla että pintabetonissa pääasiassa matalia eli 0,01 - 0,02 %. Näin alhainen pitoisuus on tavanomainen, eikä se aiheuta korroosiota. Vasta pitoisuuden saavuttaessa 0,03 % terästen tasolla, voidaan puhua lievästi kohonneesta pitoisuudesta. Tätä korkeampia pitoisuuksia löydettiin kuitenkin vain pintabetonista tutkimusalueelta T2 sulkulaatan alta. K25 lujuusluokan betonin pinnasta mitattiin 0,04 %, 0,07 % ja 0,20 % pitoisuudet. Pintabetonin pitoisuudella ei kuitenkaan ole merkitystä terästen korroosion kannalta. Kyseinen tutkimuspiste on jatkuvasti märkänä veden roiskeista. (Pyy, et al., 2019).

Sulfaattipitoisuus määritettiin 13 näytteen pintaosasta syvyydeltä 0 - 20 mm. Sulfaattikorroosion raja-arvona pidetään yleensä 5 paino- % sementin painosta. Vanhenemismekanismit voivat kuitenkin käynnistyä myös pienemmillä pitoisuuksilla tai niitä ei välttämättä synny edes selvästi suuremmilla määrillä. Tulosaaineistossa vaihteluvälin alarajan ylittäessä 2 p- % tulkittiin pitoisuus lievästi kohonneeksi, ja vastaavasti 4 p- % tarkoitti merkittävästi kohonnutta pitoisuutta. Sulfaattipitoisuudet ovat koholla kaikissa tutkimuspisteissä. OL1-laitosyksiköllä mittausten alarajat ovat kaikilta osin yli 2 p- %, mutta yksikään tulos ei ylitä 4 p- % rajaa. OL2-laitosyksiköllä pienikin tulos on 3,8 p- %, ja korkein ylittää 7 p- %. (Pyy, et al., 2019).

Ohuthietutkimuksia tehtiin yhteensä 18 kappaletta, ja ne jakautuvat tasan laitosyksiköittäin. Betonin ominaisuuksista ei käytännössä löydetty eroja laitosyksiköiden väliltä. Yksittäisiä poikkeamia esiintyy, mutta pääasiassa betonit ovat samanlaisia. Rakenteeltaan betoni on homogeenistä, tiivistä ja huokostamatonta. Sideaineena on käytetty seosaineetonta portlandsementtiä. Vesisementti-suhde on pääasiassa pieni ja hydrataatioaste vaihtelee korkeasta melko korkeaan. Karbonatisoitumissyvyydet ovat hyvin alhaisia vaihdellen noin 2...12 mm välillä. Kiviaineksenä on käytetty graniittista kiveä, ja raekokojakauma on jatkuva. Kiviaineksen joukossa on vain alle 1 % kiillemineraaleja. Tutkimuksissa ei todettu varmuudella alkalikiviainesreaktiota. Yhdessä näytteessä esiintyy AKR:n viittaavaa halkeilua, joka jatkuu heikosti sementtikiveen. Alkalikiviainesreaktiota ei voida varmistaa, koska näytteessä ei esiinny alkalipiigeeliä. Kyseinen näyte on tutkimusalueelta T5 poratun näytteen keskivaiheilta, eli seinän sisältä. Reagoanut kivi on muusta kiviaineksesta poiketen myloniittista. (Pyy, et al., 2019).

Betonissa esiintyy laajalti huokosten täytteisyyttä, mutta niiden määrät ovat vähäisiä. T2 tutkimusalueella kolmesta näytteestä löydettiin vähäisesti kalkkia tai ettringiittiä. Näistä yksi näyte otettiin kaivannosta ja kaksi sulkulaatan alapuolelta. Kaikissa tutkimusalueelta T4 otetuissa näytteissä esiintyy ettringiittiä. Sitä on suhteellisesti enemmän kuin alueella T2, mutta määrät ovat kuitenkin pieniä. T4 alueella kiteymät ovat aiheuttaneet yksittäisiä säröjä betoniin. Muilta alueilta kiteymiä ei löydetty. Molemmilla tutkimusalueilla esiintyy myös heikkoa, pakkasvauriolle tyypillistä, rakenteen pinnan suuntaista säröilyä. T2 alueella havainnot tehtiin K25 rakenteen pinnasta otetuissa ohuthieanalyysissä. Säröily keskittyy myös T4 alueella K25 betoneihin. Ongelma esiintyy pääasiassa noin 20–30 mm syvyydellä pinnasta. Lisäksi yhdessä K30 näytteessä havaittiin yksittäisiä säröjä T4 alueella. (Pyy, et al., 2019).

Rakenteiden kosteuspitoisuudet ovat tutkimusten mukaan kauttaaltaan yli 80 %. Pääasiassa pitoisuudet ovat 85...97 %. Poiketen visuaalisista havainnoista, OL2-laitosyksikön sulkulaattatilassa ilman kosteuspitoisuus on noin 3 % korkeampi kuin OL1-laitosyksiköllä. (Pyy, et al., 2019).

### 4.3.2 Tulosaineiston yhteenveto ja arviointi

Ohuthietutkimusten mukaan betonit ovat koostumukseltaan käytännössä identtisiä. Kiviaineksessä esiintyvä graniittinen kivi vastaa todennäköisesti graniittista pegmatiittia. Betoneista ei löydetty minkäänlaista systemaattista eroa laitosyksiköiden väliltä. Syynä saattaa olla se, että OL1-työmaan betoniasema on tuottanut betonia myös OL2-työmaalle. Maanlaiset ulkoseinät on valettu työmaan alkuvaiheessa, joten on mahdollista, että kaikki seinät on todellisuudessa valettu OL1-betoniaseman betonista. Täten voidaan perustellusti käsitellä rakenneryhmiä vain betonin lujuuden perustella huomioimatta laitosyksiköiden eroja. Tämä havainto parantaa huomattavasti otannan laajuutta tutkittavista rakenneryhmistä.

Pohjaveden kemiallisten rasitusten osalta rakenteet jakautuvat kahteen ryhmään. Kuvien 37 ja 38 perusteella voidaan arvioida pohjavedenpintaa tietyn rakenteen kohdalla. Yleisesti voidaan kuitenkin sanoa, että pohjavedenpinta on laitosalueella pääsääntöisesti noin tasojen - 2,0 ... + 0,0 m välillä. Tämän lisäksi pohjaveden kemiallisissa rasituksissa näyttää olevan paikallista vaihtelua. Kemiallisten yhdisteiden pitoisuudet esitettiin taulukossa 6. Pitoisuudet näyttävät vaihtelevan sekä sijainnin että korkeustason osalta. Esimerkiksi kloridien, sulfaattien ja magnesiumin osalta sekä suurin että pienin pitoisuus esiintyy OL1-laitosyksiköllä. Sen sijaan keskimäärin pitoisuudet ovat suurempia OL2-laitosyksikön kaivoissa. Tuloksissa kuitenkin pitoisuudet kasvavat, kun etäisyys maanpinnasta kasvaa. Lisäksi on syytä huomata, että pH on OL1-laitosyksiköllä 8...8,1, kun OL2-laitosyksiköllä pH vaihtelee 7,7...7,9 välillä. Näiden muutos tapahtuu eri suuntaan suhteessa mittauksen syvyyteen. OL1-laitosyksiköllä pH kasvaa syvyyden pienentyessä, mutta OL2:lla vastaavasti arvo pienenee. Tuloksista nähdään vain pitoisuuksien vaihtelut, mutta sen syy on epäselvä. Mahdollisesti merivesi vaikuttaa OL1-laitosyksiköllä pohjaveden koostumukseen, mikä voisi selittää osan eroista. Tämän lisäksi muun muassa pohjaveden virtauksella sekä sade- ja hulevesillä voi olla vaikutusta pohjaveden koostumukseen. Esimerkiksi sade- ja pohjaveden sekoittumisella voi olla vaikutusta sulkulaattatilojen rasitukseen.

Kaivannoista tehtyjen tutkimusten perusteella pakkasrapautuminen on merkittävä rakenteiden vanhenemismekanismit. Rasituksen kannalta sadeveden määrä on oleellinen tekijä. T2 ja T4 tutkimusalueilta otetuissa ohuthienäytteissä esiintyy pakkasrapautumiselle tyypillistä säröilyä. Nämä alueet ovat laitosyksiköiden osalta poikkeuksia, koska niitä ei ole suojattu asfaltilla tai muulla vettä pidättävällä pinnoitteella. Sadevedet siis imeytyvät suoraan maahan, ja kulkeutuvat rakenteen pinnalle. Pakkasrapautumaa löydettiinkin vain näiltä alueilta. Toisaalta rapautuminen on vielä paikallista ja alkuvaiheessa. Visuaalisesti rakenteista ei löydetty rapautumisen aiheuttamaa halkeilua. Kimmovasaran tulokset tukevat näitä havaintoja varsinkin T2 tutkimusalueen osalta. Kimmovasara kokeiden mukaan rakenteen lujuus on noin tasojen + 2,5 ... + 3,2 m välillä alempi kuin muualla rakenteessa. Pakkasrapautumisen kannalta otanta on kohtuullinen. Toisaalta voidaan sanoa, että pakkasrapautumista ei tutkittu piha-alueilta, jotka ovat asfaltoituja. Täten ei voida varmistaa, että asfaltti ja sadeveden poisjohtaminen todella suojaavat rakenteita niin, että ne eivät rapaudu.

Sulkulaattatilojen eroja maan- tai kallionvastaisiin rakenteisiin nähden on vaikea arvioida. Kosteustila on todennäköisesti kaikissa rakenteissa korkea, joten suurta eroa ei tässä suhteessa ole. Maanvastaisissa rakenteissa rasitukset pääsevät todennäköisesti vaikuttamaan laajemmin rakenteeseen verrattuna sulkulaattatiloihin. Esimerkiksi kloridijakauma on luultavasti tasaisempi rakenteen pinnan suunnassa. Toisaalta sulkulaattatiloissa rakenteet voivat mahdollisesti kuivua, mikä saattaa kasvattaa pitoisuuksia. Pohjaveden vaikutuksia maan- tai kallionvastaiten rakenteiden osalta ei täten voida tulosaineiston osalta arvioida. Näissä oloissa rasitukset ovat hyvin monimutkaisia ja toisiinsa vaikuttavia, joten tarkkojen analyysien tekeminen on käytännössä mahdotonta. Luultavasti rakenteiden tilanne on kuitenkin sulkulaattatiloihin verrattavissa. Vanhenemismekanismien laajuus, esimerkiksi kloridikorroosion osalta, voi kuitenkin olla suurempi. Pohjaveden rasittamista rakenteista tutkimuksen otanta onkin melko vähäinen. Otanta kohdistuu vain tutkimuspaikkoihin T2 ja T4, joissa olosuhteet ovat sulkulaatan vuoksi poikkeavat. Toisaalta myös T5 tutkimusalue voidaan huomioida otannassa. Lisäksi otanta kohdistuu vain rakenteisiin, jotka



ovat tasolla - 9,0 m tai ylempänä. Myös tätä syvempiä rakenteita kuitenkin on. Pääasiassa tutkimuksin voidaan todeta vain mahdollisten vanhenemismekanismien olemassa olo sekä jatko-tutkimustarpeet.

Yleisesti ottaen tutkimusten otanta on melko suppea. Tähän on luonnollisesti syynä tutkimus-kohteen laajuus ja maanalaisten seinien saavuttamattomuus. Tutkimuksin voidaan pääasiassa vain todentaa tiettyjen vanhenemismekanismien olemassa olo. Toisaalta tämä on hyvä tulos, koska seinien kunnosta ei tähän mennessä ole ollut juurikaan tietoa. Näitä tietoja analysoimalla voidaan arvioida niiden kuntoa ja käyttöikää. Lisäksi voidaan määritellä jatkotutkimustarpeet sekä toimenpiteet, jotta rakenteiden käyttöikävaatimus toteutuu.

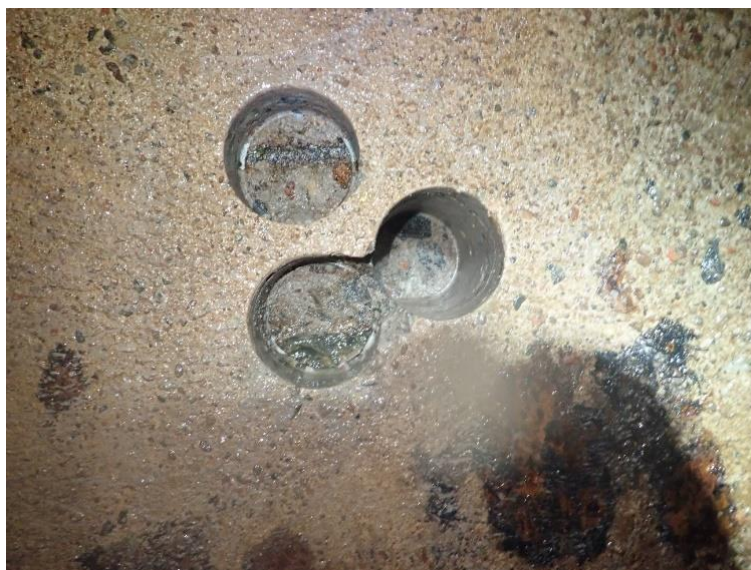
## 4.4 Tulosten analysointi

Tulosten perusteella voidaan todeta, että merkittävimmät vanhenemismekanismit ovat terästen kloridikorrosio, betonin pakkasrapautuminen sekä sulfaattikorrosio. Sen sijaan karbonatisoituminen, pehmeän veden liuottaminen tai alkalikiviainesreaktio eivät ole aiheuttaneet rakenteen vanhenemista.

### 4.4.1 Terästen korrosio

Terästen korrosio on kloridien aiheuttamaa. Vauriot ovat keskittyneet OL1-laitosyksikön sulkulaatan alapuolella oleviin K25 seiniin. Toisaalta tutkimusalueelta ei tehty yhtään kloridianalyysiä K30 rakenteista, mutta visuaalisten ja ainetta rikkomattomien tutkimusten mukaan ne ovat paremmassa kunnossa. Kuvassa 41 esitetään rakenteen avaus, jossa näkyy ruostunut teräs. Visuaalisten tutkimusten aikana havaitut ruosteläikät eivät kuitenkaan korreloi terästen korroosion kanssa.

Rasitetuimpia alueita ympäröivää betonia ei voida tutkimusten avulla arvioida tarkemmin. Sulkulaattatiloissa kosteuspitoisuus on kauttaaltaan korkea, mutta kloridien pääsy betonille paikallista. Voidaan kuitenkin olettaa, että niillä alueilla joihin vesi roiskuu, tilanne on todennäköisesti samanlainen. Lisäksi voidaan todeta, että OL1-25 on tutkimuksen mukaan ainut rakenne, jossa on pienemmät suojabetonipeitteet. Laajemmin tarkasteltuna, maanvastaiset pohjavedelle alttiit rakenteet ovat todennäköisesti vastaavassa rasituksessa. Toisaalta ne on valettu lujuusluokan K30 betonilla ja 50 mm suojabetonipeitteillä, eli niillä on paremmat säilyvyysominaisuudet. Lisäksi sulkulaattatiloissa veden roiskuminen ja mahdollinen kuivuminen voivat kasvattaa ongelmia verrattuna tasaisiin olosuhteisiin. Näistä syistä on vaikea arvioida maanvastaisten rakenteiden vanhenemista yleisemmin.



**Kuva 41.** Terästen kloridikorrosiota

Kuvassa 41 nähdään, että ulkopinnan teräkset ovat paikallisesti ruostuneet. Paikallisen korroosion vaikutuksia on kuitenkin vaikea arvioida koko rakenteen kannalta. Yksi vaihtoehto on ajatella alueen muistuttavan reikää. Tällainen reikä ei vaikuta rakenteen kantavuuteen, jos sen koko on riittävän pieni. Yksittäisen havainnon pohjalta ei kuitenkaan voida arvioida vanhenemismekanismin laajuutta, vaan tämä tulee selvittää erikseen. Korroosion kuitenkin oletetaan olevan paikallista, koska se etenee sulkulaatta tiloissa vain roiskuvan veden vaikutuksesta. Mekanismin laajenemista rajoittaa betonin kloridien diffuusiovastus. Kloridien diffuusio on melko hidasta, joten mekanismi myös laajene hitaasti. Korroosion paikallinen eteneminen massiivisissa rakenteissa ei todennäköisesti lyhennä rakenteen käyttöikää. Liukoisten reaktiotuotteiden, rakenteen massiivisuuden ja vaurioiden paikallisuuden vuoksi terästen korroosio ei vaikuta rakenteen kantavuuteen.

#### 4.4.2 Betonin rapautuminen

Betonin rapautuminen on tutkimusten mukaan pääasiassa pakkasvaurioitumisen aiheuttamaa. Sulfaattikorroosio tai ettringiitin kiteytyminen ei ole aiheuttanut juurikaan rapautumista. Sulfaattipitoisuutta analysoidaan tarkemmin luvussa 4.4.3. Myöskään alkalikiviainesreaktio ei ole aiheuttanut betonin rapautumista, vaikka sen etenemiselle olisi suotuisat olosuhteet. Tästä syystä voidaan olettaa, että käytetty kiviaines ei ole alkalireaktiivista.

Pääasiassa betonissa on rapautumisen sijaan syntynyt lujuuden kehittymistä. Todelliset lujuudet vaihtelevat 45 ja 77 MPa:n väliltä. Ohuthietutkimuksissa ei esiintynyt hydratoitumatonta sementtiä, joten betoni on saavuttanut lopullisen lujuutensa. Mielenkiintoisesti OL2-laitosyksiköllä K25 betoni on saavuttanut tutkimusten mukaan suuremman lujuuden verrattuna lujuusluokan K30 betoneihin. Syynä voi olla T4 tutkimuspaikan suurempi kosteusrasitus, mikä mahdollistaa hydrataation etenemisen. Tutkimusalueen T6 piha-alue on asfaltoitu, mikä vähentää sadevesien rasitusta. Kuitenkin rakenteella on suuren loppulujuuden vuoksi paljon kapasiteettia kestää rapautumista. Lisäksi korkea hydrataatioaste ja pieni vesisementti-suhde tarkoittavat betonin alhaista läpäisevyyttä. Tästä seuraa hyvä kestävyys rapautumista vastaan. Toisaalta betoni on huokostamatonta, joten rasitukset voivat aiheuttaa sisäistä painetta. Esimerkiksi vähäiset ettringiitti kiteytymät voivat aiheuttaa rapautumista yhdistettynä pakkasen vaikutukseen. Betonin lujuus onkin ainut rakennetta suojaava tekijä. Usein K45 betonia pidetään pakkasenkestävänä myös ilman lisähuokosia (Pentti, et al., 2013, p. 31). Kuten tuloksista nähdään, kaikki puristuslujuudet täyttävät tämän vaatimuksen.

Pakkasrapautumaa esiintyy lähellä maanpintaa ja niissä rakenteissa, joita ei ole suojattu sadevedeltä. Ongelmia on enemmän K25 betoneissa, mutta yksittäisiä säröjä löydettiin myös K30 betonista. Täten voidaan olettaa, että vanhenemismekanismi on mahdollinen kaikissa maanpinnan lähellä olevissa rakenteissa, joita ei ole suojattu sadevedeltä. Pääasiassa tämä tarkoittaa kuitenkin vain tutkimusalueita T2 ja T4. T6 alueen asfalttipinta on hyvin kapea kaistale, mutta rakenne on maanpinnan alapuolelta tehty kevytsoraharkoista. Muilta osin laitosyksiköiden piha-alueet on pääosin asfaltoitu.

Kaivannoista otetut vetolujuudet ovat pääasiassa yli 1,5 MPa. Kaivannoista otettiin 10 vetoa, ja näistä kahdessa saatiin tämän alittanut tulos. Tästä voidaan päätellä, että pakkasrapautuminen on alkuvaiheessa, ja se etenee paikallisesti. Täten sillä ei ole vaikutusta rakenteen kantavuuteen. Paikallisesti rapautuminen on kuitenkin edennyt, sillä yhdessä vetokokeessa saatiin 0,3 MPa tulos. Jos pakkasrapautumista ei estetä, se todennäköisesti rapauttaa pintabetonia edelleen. Tämän seurauksena esimerkiksi terästen korroosio voi alkaa. Yksittäinen heikko vetolujuustulos saatiin myös T2 sulkulaatan alapuolelta. Näytteessä ei pitäisi olla rapautumista, koska sulfaattien määrä on vähäinen eikä pakkasen vaikutusta rakenteisiin. Vierestä otetussa hienäytteessä on kommentoitu olevan tavallista kuivumishalkeilua (Pyy, et al., 2019). Lisäksi huokosissa esiintyy ruostetta. Nämä eivät kuitenkaan vaikuta sellaisilta ongelmilta, jotka voisivat aiheuttaa näin heikon (0,6 MPa) tuloksen.

Rakenteiden ikä on tällä hetkellä noin 45 vuotta, ja vanhenemismekanismien vaikutukset mallillisia. Mikäli käyttöikää jatketaan 20 vuotta, ei rapautuminen välttämättä senkään jälkeen vaikuta kantavuuteen. Toisaalta pakkasrapautumisen seurauksena betoni voi rapautua, ja sen seurauksena voi käynnistyä terästen korroosio.

#### 4.4.3 Betonin sulfaattikorroosio

Sulfaattipitoisuuden alaraja pintabetonissa vaihtelee tutkimusten mukaan noin 3 ja 7 paino- % välillä. Pitoisuudet ovat selvästi suurempia OL2-laitosyksiköllä, josta 4 tulosta ylittää pitoisuuden 4,5 % ja 2 ylittää 3,5 % pitoisuuden. OL1-laitosyksiköllä kaikki tulokset ovat alle 3,5 %. Sulfaattipitoisuuden vaikutusta rasiituksen asteeseen ei kuitenkaan tunneta tarkasti. Usein 5 % pitoisuutta pidetään rasiitusten raja-arvona, mutta sekään ei vielä välttämättä tarkoita vanhenemismekanismien käynnistymistä (Neville, 2004, p. 1279). Kuitenkin reaktioiden todennäköisyys ja vaikutukset kasvavat pitoisuuden noustessa. Nykyiset pitoisuudet eivät ole aiheuttaneet ongelmia rakenteissa. Jos pitoisuudet kasvavat lineaarisesti nykyisellä tahdilla, ovat ne 20 vuoden päästä noin 4,5 % - 10,5 %. Vastaavasti 40 vuoden kuluttua pitoisuudet ovat noin 6 % - 14 %.

Nykyiset pitoisuudet ovat aiheuttaneet vähäistä kiteytymistä 5 ohuthiessä. Vastaavasti 13 ohuthiestä kiteytymiä ei löydetty. Kaikki kiteytymät löydettiin T2 ja T4 alueilta, ja näistä 3 otettiin kaivannoista ja 2 sulkulaatta tiloista. OL1-laitosyksiköltä sulkulaattatilasta tehtiin yksi havainto, ja loput kiteytymät löydettiin OL2-laitosyksiköltä. Tämä on linjassa sen kanssa, että kiteytymiä syntyy vain kosteusrasituksessa. Sulkulaattatiloissa kosteuspitoisuus oli mittausten mukaan jatkuvasti noin 80...90 %, ja rakenteissa kosteudet vaihtelivat noin 80...90 % välillä. Ero laitosyksiköiden välillä voi osittain selittyä pohjaveden koostumuksen erolla. Pitoisuudet ovat keskimäärin korkeampia OL2-laitosyksikön mittauksissa. Tämä saattaa johtua pohjaveden virtauksesta maaperässä sekä pohjaveden ja meriveden sekoittumisesta. Pohjavesi todennäköisesti virtaa kohti merta, kuljettaen kemiallisia yhdisteitä mukanaan. Sulfaattipitoisuus kasvaa, kun etäisyys merestä kasvaa. Kun taas lähestytään merta, pienenee sulfaattien pitoisuus, mutta kloridien pitoisuus kasvaa. Tämä voi olla seurausta pohja- ja meriveden sekoittumisesta meren läheisyydessä.

T4 kaivannosta löydettiin kiteytymiä 3 näytteestä, mutta T2 kaivannosta ei kiteytymiä löydetty. Rakenteiden nämä osat eivät ole tekemisissä pohjaveden kanssa, joten sulfaattien täytyy olla peräisin sadevedestä. Etelä-Suomessa sadevedet sisältävät sulfaatteja yleisesti noin 4 - 6 mg/l (Karttunen & Tuhkanen, 2003, p. 258). Vaikka pitoisuus on selvästi alhaisempi verrattuna pohjaveden pitoisuuteen, suurimmat pitoisuudet kuitenkin havaittiin T4 kaivannossa. Tämä voi olla seurausta sadeveden aiheuttamasta kastumis-kuivumis rasiituksesta. Van Tittelboom et al. (2013, p. 274) mukaan tämä voi aiheuttaa merkittävästi suurempia sulfaattipitoisuuksia verrattuna jatkuvasti kosteana olevaan rakenteeseen. Tämä voi myös selittää erot OL1- ja OL2-laitosyksiköiden välillä. OL1-laitosyksiköllä täytenä on käytetty hiekkamoreenia, joka pidättää vettä paremmin kuin OL2:n karkea soratäyttö. Tämän vaikutuksesta OL2-laitosyksikön rakenteisiin voi syntyä useampia kastumis-kuivumis syklejä, jotka kasvattavat pitoisuuksia rakenteissa.

Tilojen T3, T5 ja T6 pitoisuuksien erot eivät ole suoraviivaisesti selitettävissä. Tilat T3 ja T5 ovat periaatteessa vastaavia, mutta niiden välillä on noin 2 metrin korkeusero. T3 tutkimusalue sijoittuu tasolle + 0,0 m, kun T5 on vastaavasti noin tasolla - 2,0 m. T3:n pitoisuus voi olla pienempi, koska se on pääosin pohjaveden yläpuolella. Toisaalta myös erot pohjaveden sulfaattipitoisuudessa voivat selittää osan erosta. Molemmat tutkimusalueet ovat niin syvällä, ettei sadevedellä ole vaikutusta.

Tutkimusalueen T6 korkeat pitoisuudet ovat vaikeasti selitettävissä. Tutkitut rakenteet ovat korkealla noin + 2,0 m tasolla, joten pohjaveden ei pitäisi vaikuttaa niihin. Lisäksi tutkimusalue on asfaltoitu, minkä pitäisi suojata rakennetta sadevedeltä. Voi kuitenkin olla, että piha-alue suojaa rakennetta vain osittain, koska asfaltin leveys on kohteessa vain noin 1,5 metriä. Jos oletetaan, että sadevesi leviäisi maakerroksissa noin 1:1, se voisi saavuttaa rakenteen likimäärin tutkimusalueen kohdalla. Alueen täytöt on tehty karkeasta sorasta, mikä voi mahdollistaa kastumis-kuivumis sykleit.

Pitoisuuden kasvuun vaikuttaa rasiituksen lisäksi myös betonin ominaisuudet. Sulfaattien diffuusiokerroin voi ajan myötä pienentyä, jolloin sulfaattien kumuloituminen hidastuu. Koska diffuusio riippuu oleellisesti betonin huokoisuudesta, on se todennäköisesti pienentynyt hydrataation edetessä. (Le Bescop, et al., 2013, p. 182). Onkin mahdollista, että ensimmäisten vuosien aikana sulfaatit ja kloridit ovat päässeet helposti rakenteeseen, mutta hydrataation jatkuessa diffuusiostus on kasvanut. Näin pitoisuuden kasvu olisi hidastunut merkittävästi, eikä se kasva todellisuudessa kuten lineaarisesti arvioitiin. Toisaalta ongelma voi myös kiihtyä tulevaisuudessa, jos

pitoisuudet jatkavat kasvuaan. Tällöin oletettavasti kiteytymisen ja halkeamien määrä kasvaa, joka pienentää betonin diffuusiovastusta ja lisää sulfaattipitoisen veden kulkeutumista betoniin.

Näiden lisäksi pitoisuudet voivat kasvaa paikallisesti kapillaari-ilmiötä muistuttavan ilmiön (engl. Wick action) perusteella. Tilanne liittyy rakenteisiin, jotka ovat osittain sulfaattien vaikutuksen alla, kuten maanalaiset rakenteet. Tällöin sulfaatit imeytyvät betoniin liuoksesta, ja ne voivat kulkeutua betonin huokosverkostossa ylöspäin, kunnes haihtuvat toisaalla. Esimerkiksi tutkittavat rakenteet ovat pohjaveden sulfaattien rasituksen alaisia, josta vesi voi haihtua maanpinnalta pois. (Liu, et al., 2012). Lisäksi haihtuminen voi mahdollisesti tapahtua myös kapillaarisoraan, jossa ilman suhteellinen kosteus voi olla alhaisempi. Pitoisuuksiin voi lisäksi vaikuttaa käytetty kiviaines (Pyy, 2019). Tutkimusten mukaan betonin kiviaineksessa on käytetty rikkikiisiä, joka voi betonissa hapettua sulfaateiksi. Rikkikiisiä voi osaltaan siis vaikuttaa betonin sulfaattipitoisuuteen.

Ettringiitin kiteytyminen ja sen aiheuttamat halkeamat todennäköisesti kohdistuvat erityisesti pohjaveden yläpuolisiin rakenteisiin. Pohjaveden kloridit voivat muuttaa ettringiitin koostumusta sekä epästabiiliksi että turpoamattomaksi, jolloin sulfaatit eivät aiheuta vaurioita (Santhanam, 2013, pp. 79-81). Tällaisia vaikutuksia havaitaan usein vain meriveden yhteydessä, kun kloridipitoisuudet ovat suurempia. Kuitenkin mekanismi on todennäköisesti olemassa pienemmilläkin pitoisuuksilla. Tämän lisäksi, meriveden kanssa tekemisissä oleva betonin läpäisevyys pienenee kemiallisten reaktioiden edessä. (Mehta & Monteiro, 2006, pp. 193-194). Ettringiitin lisäksi mahdollisesti muodostuvat brusiitti ja arangoniitti voivat kiteytyä huokosiin, estäen veden ja suolojen tunkeutumisen betoniin. Koska kloridien vaikutuksen alla ettringiitti ei turpoa, on näillä positiivinen vaikutus betonin säilyvyyteen. Niissä rakenteissa, joihin kohdistuu vain sadeveden vaikutus, ei tällaisia mekanismeja kuitenkaan havaita, jolloin ne ovat suuremmassa vaarassa. Tutkimusten mukaan läpäisevyys onkin tärkein sulfaattivaurioihin vaikuttava tekijä (Santhanam, 2013, pp. 88-89). Todennäköisesti OL1- ja OL2-laitosyksiköiden rakenteet ovat hyvässä kunnossa, koska ne ovat hyvin tiiviitä. Tähän on syynä alhainen vesisementti-suhde ja korkea hydrataatio aste.

Ettringiitin vaikutukset tulee huomioida pakkasrapautumisen yhteydessä, koska ne vaikuttavat toisiinsa. Ettringiitin kiteytyminen huokosiin pienentää betonin kokonaishuokoisuutta, ja siten altistaa betonin rapautumiselle. Tällä hetkellä ettringiitti ei ole aiheuttanut ongelmia betonille. Tutkimuksen mukaan kiteytyminen on aiheuttanut vain yhdessä näytteessä vähäistä säröilyä. Vanhemismekanismien laajuus on siis pieni. Pitkällä aikavälillä sulfaattien pitoisuus voi kuitenkin edelleen kasvaa, jolloin vaurioiden todennäköisyys kasvaa. Toisaalta 45 vuoden jälkeen vaikutukset ovat vähäisiä, joten voidaan olettaa, että seuraavan 20 vuoden aikana betonin kantavuus ei heikkene sulfaattien vaikutuksesta. Varsinkin kuin huomioidaan betonin todellinen lujuus. Rakenteiden käyttöikä sulfaattikorroosion osalta riippuu kuitenkin merkittävästi sulfaattien pitoisuuden kehittymisestä. Kirjallisuudesta ei löydy kattavaa teoriaa kuvaamaan sulfaattien pitoisuuden muutosta tai sen vaikutuksia rakenteisiin. Pitoisuuteen vaikuttaa merkittävästi sekä sulfaattien määrä ympäristössä, mutta myös monet muut asiat kuten kuivuminen ja kulkeutuminen. Maaperässä tapahtuvat veden liikkeet ovat oma erikoisalueensa, johon tässä työssä ei ole erityisesti syvennyt.

Sulfaattien kumuloitumista T2 ja T4 rakenteisiin voidaan hidastaa estämällä sadeveden kasteleminen, eli esimerkiksi asfaltoimalla piha-alueet. Näin saadaan sulfaattien kumuloituminen T2 ja T4 alueilla asettumaan samalla nopeudelle muiden alueiden kanssa. Muilla alueilla kumuloitumista on tapahtunut noin 3 - 4 % rakenteiden käyttöiän aikana eli 40 vuodessa. Jos oletetaan, että kaikissa rakenteissa kumuloituminen jatkuu tällä nopeudella, saavutetaan suurimmillaan 80 vuoden käyttöiällä noin 10 - 11 % pitoisuudet. Tämänkään pitoisuuden vaikutusta rakenteisiin ei tarkasti tunneta.

#### 4.4.4 Rakenteiden jäljellä oleva käyttöikä ja kantavuus

##### Betonin lujuus

Betonin lujuutta voidaan analysoida matemaattisesti tulosaaineiston perusteella. Koetulosten osalta on käytettävä vain ainetta rikkovien kokeiden tuloksia. Kimmovasara tulosten kalibroimiseksi tulee standardin SFS-EN 13791 (2007, pp. 13-14) mukaan olla vähintään 9 näyteparia.

Näytepareja on kuitenkin tulosaineistossa vain 6 kappaletta, ja ne ovat lisäksi jakautuneet kahteen eri rakenneryhmään. Kalibrointia ei tästä syystä voida suorittaa standardin mukaisesti. Kalibrointia ei voida suorittaa edes standardia soveltaen, koska tulosten hajonta kasvaa liian suureksi. Kalibroinnilla saatavat tulokset eivät siis ole niin luotettavia, että niitä voitaisiin käyttää hyödyksi lujuuden arvioinnissa. Kimmovasaran tuloksia voidaankin käyttää vain suuntaa-antavina arvoina.

Laboratoriokokeiden tuloksia analysoidaan standardin SFS-EN 1990 (2006, pp. 170-172) ja Aspn (2014, pp. 15-25,31-35) ohjeiden mukaisesti rakenneryhmittäin. Tuloaineisto sovitetaan sekä normaaliin että log-normaaliin jakaumaan. Tunnusluvut kaavoineen ja lasketut arvot esitetään taulukossa 20. Näistä arvoista lasketaan lujuusjakaumat rakenneryhmittäin kaavoilla 6 ja 7.

**Taulukko 20. Otoksien tunnusluvut**

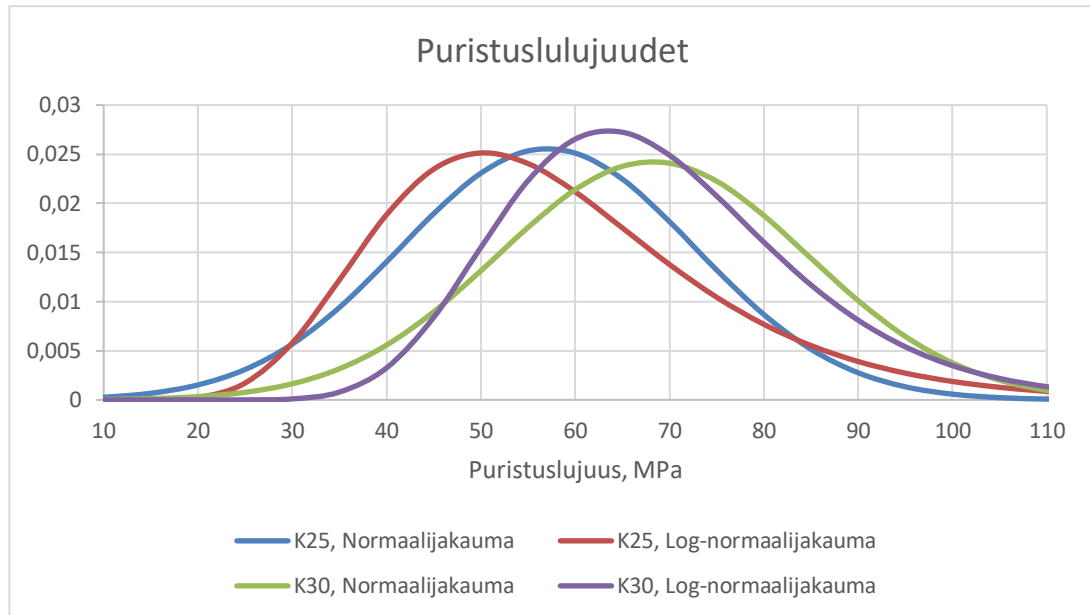
Tunnusluku	Kaava	Puristuslujuus		Vetolujuus	
		K25	K30	K25	K30
Otoskeskiarvo	$\mu = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (x_i)$	57,07	68,22	1,71	2,33
Sijaintiparametri	$\lambda = \frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (\ln(x_i))$	4,009	4,20	0,29	0,82
Otoskeskihajonta	$\sigma = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}$	15,61	16,47	1,02	0,49
Muotoparametri	$\varsigma = \sqrt{\frac{1}{n} * \sum_{i=1}^n (\ln(x_i) - \ln(\bar{x}))^2}$	0,302	0,22	0,85	0,21
Variaatiokerroin	$V = \frac{s}{\bar{x}} * 100\%$	27 %	24 %	59 %	21 %
Otoksen koko	$n$	6	6	7	15

$n$  = Alkioiden lukumäärä  
 $x_i$  = Kokeessa realisoitunut yksittäisen alkion arvo  
 $i$  = Alkion järjestysluku

$$f(x, \mu, \sigma) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} * e^{-\left(\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)} \quad \text{Kaava 6}$$

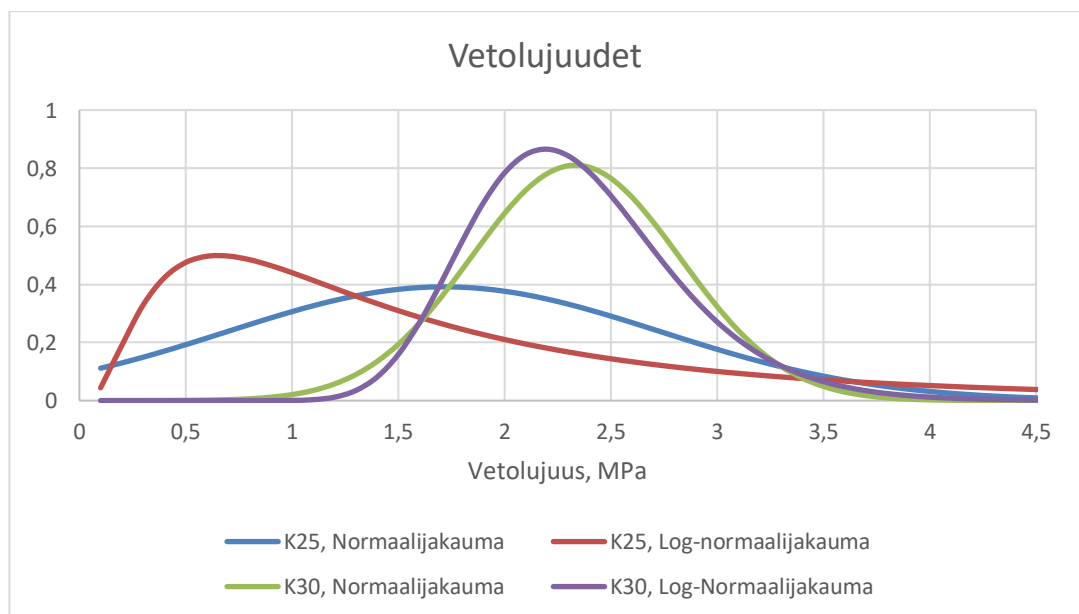
$$f(x, \lambda, \varsigma) = \frac{1}{x\varsigma\sqrt{2\pi}} * e^{-\left(\frac{(\ln(x)-\lambda)^2}{2\varsigma^2}\right)} \quad \text{Kaava 7}$$

Jakaumat esitetään kuvissa 42 ja 43. Kuvasta 42 nähdään, että puristuslujuuksissa ei ole merkittävää eroa betonin laatujen tai jakaumatyyppien välillä. Kaikkien jakaumien keskiarvot ovat noin 50...70 MPa, mikä ylittää betonien nimellisljuudet. Betonilaatujen erot näkyvät jakaumien ääripäissä. Lujuusluokan K25 betonien jakaumat alkavat matalammista lujuuksista ja päättyvät matalampiin lujuuksiin. Kuvaajien välillä ei ole suuria eroja jakauman tyyppistä riippuen. Yleisesti ottaen voidaan sanoa, että log-normaalien jakaumien keskiarvot sijoittuvat hieman normaalijakaumia alemmas, mutta niissä heikkojen lujuuksien osuus on myös pienempi.



**Kuva 42. Betonien puristuslujuusjakaumat**

Vetolujuuksissa on enemmän eroja, kuten nähdään kuvasta 43. K30 betoneissa vaihtelu on pientä ja keskimääräiset lujuudet 2...2,5 MPa. Jakaumien välillä ei myöskään ole suuria eroja. Sen sijaan K25 betonien tulokset ovat selvästi virheelliset. Normaalijakauman mukaan osa vetolujuuksista saavuttaa negatiivisia arvoja, mikä ei ole mahdollista. Tästä selvästi nähdään, ettei tämä ole realistinen kuvaus rakenteesta. Syynä on betonin paikallinen rapautuminen, joka vääristää tulosaineistoa. Tästä syystä vetolujuuksien tilastollinen analyysi ei ole mielekäs K25 rakenteiden vetolujuuksien osalta.



**Kuva 43. Betonien vetolujuusjakaumat**

Jakaumien lisäksi tulosaineistosta voidaan määrittää 5 % fraktiili. Tämä vastaa yleensä rakenteiden suunnittelussa käytettävää mitoitusarvoa paremmin kuin keskimääräinen lujuus. Standardin SFS-EN 1990 (2006, pp. 170-172) ja (Asp, 2014, pp. 15-25,31-35) mukaan fraktiili voidaan määrittää kaavojen 8 ja 9 avulla taulukon 20 arvojen perusteella. Taulukossa esitetään laskennallinen arvio tulosaineiston variaatiokertoimesta. Sen oikeellisuudesta ei voida olla varmoja. Tästä syystä fraktiilit lasketaan taulukkoon 21 olettaen variaatio  $V$  sekä tunnetuksi että tuntemattomaksi. Näiden perusteella valitaan kerroin  $k_n$  standardin mukaisesti. Kerroin  $\eta$  kuvaa rakenteen

havaitun käyttäytymisen ja todellisen käyttäytymisen eroa. Tässä yhteydessä sen arvoksi oletetaan 1.

$$X_k = \eta * \mu * (1 - k_n * V) \quad \text{Kaava 8}$$

$$X_k = \eta * e^{(\mu - k_n * \zeta)} \quad \text{Kaava 9}$$

Taulukon 21 tuloksista nähdään, että puristuslujuuksien fraktiili sijoittuu likimäärin nimellslujuuden tasolle. K30 betoneissa fraktiili hieman jopa ylittää nimellslujuuden. Vetolujuuksien osalta K30 betonien fraktiili on likimäärin raja-arvon 1,5 MPa tasolla. Arvoissa on vain pientä vaihtelua jakaumien ja variaatiokertoimien välillä. Sen sijaan K25 betonin vetolujuus on normaalijakauman mukaan negatiivinen, ja log-normaalin mukaan noin 0,2 - 0,3 MPa. Kuitenkin jo yllä todettiin, ettei kyseistä tulosaineistoa ole mielekästä analysoida tilastollisesti, eli näitä ei käsitellä..

**Taulukko 21. Lujuuksien 5 % fraktiilit**

Rakenne	Jakauma	$f_{ctk,0.05}$ [MPa]			
		Puristuslujuus		Vetolujuus	
		V tuntematon	V tunnettu	V tuntematon	V tunnettu
K25	Normaali	23,0	29,4	-0,5	-0,1
	Log-normaali	28,5	32,3	0,2	0,3
K30	Normaali	32,3	39,1	1,4	1,4
	Log-normaali	41,0	44,9	1,5	1,6
V_tuntematon		$k_n = 2,18$ , kun $n = 6-7$		$k_n = 1,92$ , kun $n = 10-20$	
V_tunnettu		$k_n = 1,77$ , kun $n = 6-7$		$k_n = 1,72$ , kun $n = 10-20$	

Betonin rapautumisen osalta voidaan todeta, että K30 betonit ovat hyvässä kunnossa. LujuuDET ylittävät suunnittelulujuudet, joten rakenteella on hyvin kapasiteettia kestää rapautumista. Näiden osalta käyttöikä voidaan hyvin olettaa olevan ainakin 20 vuotta. K25 betonien osalta puristuslujuudet ovat hyviä. K25 betonien vetolujuuksien osalta tulosaineisto ei kuvaa koko rakenteen tilannetta. Joka tapauksessa K25 betoneissa esiintyy paikallista rapautumista. On myös huomattava, että K25 betoneja on käytetty laitossyklioiden mittakaavassa vähäisesti. Kuvassa 26 esitetiin ulkoseinien jakautuminen lujuusluokkiin K30 ja K25. Lisäksi K25 betonia on käytetty vain massiivisissa rakenteissa. Kyseisten rakenteiden mitoitus ei perustu kuormiin, vaan esimerkiksi ydin- ja säteilyturvallisuuden vaatimuksiin. Tästä syystä rakenteella on kapasiteettia kestää rapautumista ilman, että sillä on vaikutusta kantavuuteen. Esimerkiksi tutkimuksessa saadut heikot vetolujuudet on mitattu 1000 mm paksun seinän ulkopinnasta. Tällaisen rakenteen ulkopinnan rapautuminen ei vaikuta kantavuuteen. Todennäköisesti rakenteilla on käyttöikä vielä vähintään 20 vuotta, varsinkin kun rapautuminen estetään tai sitä hidastetaan.

### Kloridikorroosio

Merkittävin rakenteen käyttöikään vaikutta tekijä on tutkimusten perusteella terästen kloridikorroosio. Vanhenemismekanismi on käynnistynyt vain paikallisesti, joten pääasiassa rakenteilla on vähintään 20 vuotta käyttöikä jäljellä. Tarkastellaan seuraavaksi kuitenkin OL1-laitossykliön sulkulaatan alapuolisten rakenteiden jäljellä olevaa käyttöikä, koska niissä korroosio on alkanut paikallisesti.

Korroosion rajoittama käyttöikä voidaan yleensä jakaa käynnistys- ja etenemisvaiheisiin. Terästen kloridikorroosion kannalta käynnistysvaihe tarkoittaa sitä aikaa, joka alkaa kloridirasituksen alkamisesta ja päättyy kriittisen kloridipitoisuuden saavuttamiseen terästen tasolla. Etenemisvaihe seuraa tätä, ja sen aikana teräkset tosiasiallisesti ruostuvat. Usein kloridikorroosio etenee niin nopeasti, että käyttöikä voidaan ajatella päättyvän, kun etenemisvaihe päättyy. (Maage, et al., 1996). Käytännössä rakenteen käyttöikä päättyy, kun terästen tasolla kloridipitoisuus saavuttaa 0,07 % tason (Liikennevirasto, 2011, p. 13).

Käyttöiälle voidaan laskea karkea matemaattinen arvio käyttäen kaavaa 10, joka perustuu Fick:n toiseen diffuusiolakiin. Kaavassa  $C(x,t)$  tarkoittaa kloridipitoisuutta syvyydellä  $x$  [mm] pinnasta ja  $t$  aikaa rasituksen alkamisesta. Lisäksi  $D$  kuvaa betonin kloridien diffuusiovastusta,  $C_1$

kloridien alkupitoisuutta sekä  $C_s$  pinnan kloridipitoisuutta. (Maage, et al., 1996). Laskennalla saatava tulos on vain suuntaa-antava, mutta siitä voidaan arvioida jäljellä olevaa käyttöikää.

$$C(x, t) = C_i + (C_s - C_i) \operatorname{erfc}\left(\frac{x}{\sqrt{4 \cdot t \cdot D}}\right) \quad \text{Kaava 10}$$

Tutkittaviin rakenteisiin ei ole valmistuksen aikana lisätty klorideja ( $C_i = 0$ ), ja tutkimuksen kannalta tarkastelusyvyys on suojabetonipeite. Tutkimuksissa ei ole selvitetty kyseisten rakenteiden betonin diffuusiovastusta, joten se tulee arvioida mahdollisimman tarkasti. Kari et al. (2009, pp. 71-72) mukaan diffuusiovastusta voidaan arvioida kaavoilla 11, 12 ja 13. Diffuusiokerroin riippuu rakenteen iästä  $t_{in}$ , ensimmäisen kloridirasituksen ajankohdasta  $t_1$  sekä diffuusiokertoimesta ensimmäisen rasituksen aikana  $D_1$ . Kertoimet  $k_\alpha$  ja  $k_D$  valitaan taulukosta vastaamaan meri-ilmas- toa, eli ne ovat vastaavasti 1,0 ja 0,4. Tekijä  $\operatorname{eqv}\{w/c\}$  tarkoittaa ekvivalenttia vesisementti-suh- detta. Tutkimuksen kohteena olevat betonit ovat seosaineettomia, joten vesisementti-suhde on noin 0,6...0,7. Ohuthietutkimusten mukaan suhde saattaa kuitenkin olla pienempi. Lasketaan siis diffuusiokerroin myös vesisementti-suhteen arvolla 0,45, jolloin saadaan diffuusiokertoimelle vaihteluväli.

$$D_\alpha(t) = D_1 * \left(\frac{t_{in}}{t_1}\right)^{-\alpha} \quad \text{Kaava 11}$$

$$\alpha = k_\alpha * (1 - 1,5 * \operatorname{eqv}\{w/c\}) \quad \text{Kaava 12}$$

$$D_1 = 25\,000 * k_D * e^{\left(-\sqrt{10 / \operatorname{eqv}\{w/c\}}\right)} \quad \text{Kaava 13}$$

Tämän lisäksi tulee tietään pinnan kloridipitoisuus. Tutkimuksen mukaan pinnan kloridipitoi- suus on pääasiassa noin 0,01...0,02 %. Paikallisesti pitoisuudet ovat kuitenkin OL1 sulkulaatan alla pintabetonissa noin 0,04 %, 0,07 % ja 0,20 %. Nämä pitoisuudet on mitattu erityisen kloridi- rasituksen alla, joten niitä ei voida pitää koko rakennetta edustavana tuloksena. Oletetaan kuiten- kin, että 0,04 % pitoisuus rakenteen pinnalla edustaa parhaiten yleistilannetta tutkimusalueella.

Sijoittamalla arvot kaavoihin 10, 11, 12 ja 13, voidaan laskea kloridipitoisuuden kehittyminen ajan suhteen. Näillä arvoilla kriittinen kloridipitoisuus 0,07 % ei ylity terästen tasolla 100 vuoden käyttöiän aikana. Kriittisen kloridipitoisuuden alaraja, 0,03 % sen sijaan ylitetään 50 mm syvyy- dellä 30 vuodessa. Sen jälkeen kumuloituminen hidastuu, ja pitoisuus pysyy samana ainakin seu- raavat 70 vuotta. Tulosten perusteella voidaan olettaa, että tutkimusalueen rakenteet ovat pää- osin suojassa kloridikorroosiolta. Tästä voidaan päätellä, että vanhenemismekanismi voi käyn- nistyä vain, jos rakenteen pinnalle kohdistuu erityinen kloridirasitus. Näissä paikoissa korroosio on todennäköisesti jo käynnistynyt, eli raudotteiden käyttöikä on päättynyt. Paikkojen suhteelli- nen osuus koko rakenteesta on kuitenkin vähäinen, joten koko rakenteen turvallisuus on vielä hyvällä tasolla. Valtaosassa rakenteita käyttöikää on todennäköisesti jäljellä vielä ainakin 20 vuotta.

Laskennallinen analyysi on hyvin epätarkka ja tuottaa vain suuntaa-antavan arvion käyt- töiästä. Todelliseen rasituksen yksityiskohdat, kuten kastuminen ja kuivuminen sekä kloridien kul- keutuminen rakenteessa vaikuttavat monin tavoin korroosion kehittymiseen rakenteessa. Todel- lisen käyttöiän selvittäminen vaatii kattavia kloridiprofiili tutkimuksia sekä ainakin betonin kloridien diffuusiovastuksen selvittämisen.

### Rakenteen kunto ja kantavuus

Betonissa ei ole tapahtunut mitään merkittävää huononemista, vaan päinvastoin betoni on saavuttanut korkeita loppulujuuksia. Tähän on todennäköisesti syynä riittävä maa- ja kallioperästä kulkeutunut kosteus, joka on mahdollistanut hydrataation jatkumisen. Lisäksi on mahdollista, että alun perin vesisementti-suhteet eivät ole suunnitelmien mukaisia, vaan sementin määrää on kas- vatettu betoniasemalla. Tähän voi olla syynä aseman pelko liian alhaisista lujuuksista.

Betonin lujuusanalyysien perusteella puristuslujuuksien 5 % fraktiilit ylittävät betonin suunnit- telulujuudet. Vetolujuuksissa K30 betonit ovat kunnossa, koska tilastollisesti 95 % rakenteiden vetolujuudesta ylittää 1,5 MPa:n lujuudet. K25 rakenteiden tilastollinen analyysi ei ole tulosaineis- ton vuoksi mielekäs. Yleisesti voidaan kuitenkin todeta, että paikallista rapautumista esiintyy.



Terästen korroosiota ei pääasiassa tapahdu. Karbonatisoitumissyvyydet ovat pieniä, eikä klorideja ole laajasti tunkeutunut betoniin. Ainoa merkittävä ongelma on OL1-laitosyksikön sulkulaatan alapuolella, jossa pohjaveden kloridit roiskuvat betoniseinille. Nämä ongelma-alueet ovat jatkuvasti märkinä. Kloridikorroosion osalta arvioitiin, ettei se lyhennä rakenteen käyttöikää. Korroosio-alueet ovat paikallisia, eikä niillä ole vaikutusta rakenteen kantavuuteen.

Suurena kysymysmerkkinä on sulfaattien pitoisuuden kasvu. Täysin kattavaa selitystä pitoisuuksista tai sen vaikutuksista ei saatu muodostettua. Mahdollisesti sulfaatit voivat aiheuttaa rakenteen käyttöikään muutoksia, jos pitoisuus ylittää rakenteelle ominaisen kynnysarvon. Tämän seurauksena voi aiheutua ettringiitin tai kipsin kiihtyvää muodostumista ja rakenteen halkeilua.

Yhteenvedona voidaan todeta, että rakenteet ovat niiden ikä huomioon ottaen hyvässä kunnossa. Paikallisia ongelmia esiintyy rasitetuimmilla alueilla, mutta niiden vaikutukset ovat vähäisiä. Tutkimusten sekä analyysien pohjalta voidaan todeta, että rakenteilla on vielä ainakin 20 vuotta käyttöikää jäljellä kunhan luvussa 5 esitettävät toimenpiteet toteutetaan.

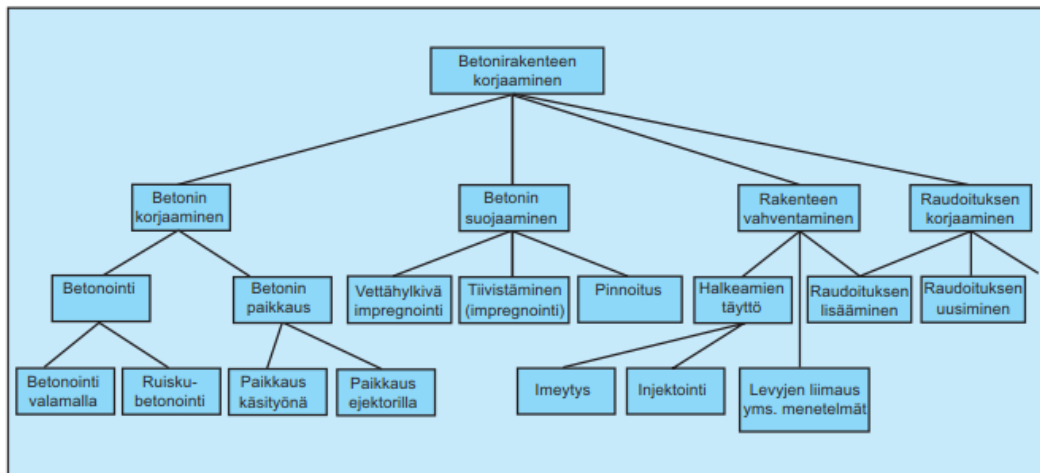
## 5. JATKOTOIMENPITEET

Tässä luvussa kuvataan toimenpiteet, joilla varmistetaan rakenteiden käyttöiän jatkuminen vähintään vuoteen 2038 asti. Ensimmäiseksi esitellään yleisesti toimenpiteitä ja niiden valintaa. Tämän jälkeen kuvataan ne toimenpiteet, joita ehdotetaan tämän työn osana. Viimeiseksi esitetään vielä jatkotutkimusehdotukset.

### 5.1 Toimenpiteiden periaatteet

Mahdolliset toimenpiteet voidaan jakaa SFS-EN 1504-9 mukaan esimerkiksi kunnon tarkkailuun, rasitusten vähentämiseen, rakenteen korjaamiseen tai purkamiseen. Vaihtoehtojen vertailussa tulee huomioida rakenteelliset ominaisuudet, terveellisyys ja turvallisuus sekä ympäristönäkökulmat. Lisäksi tulee huomioida esimerkiksi rakenteen jäljellä oleva käyttöikä, siltä vaadittavat käyttöominaisuudet sekä hyväksyttävä korjauskertojen lukumäärä. Rakenteelliset seikat kuvaavat rasituksia ja rakenteen kestävyyttä rasituksia kohtaan. Terveys ja turvallisuus ottavat huomioon esimerkiksi sortumisen seuraukset sekä vaikutukset käyttäjiin. Ympäristöseikat tarkoittavat ympäristön aiheuttamia rasituksia ja niiden mahdollisia muutoksia käyttöiän aikana. Korjausperiaatteet valitaan siten, että ne vastaavat rakenteen kuntotutkimuksen tietoja sekä sopivat rakenteen käyttötarkoitukseen. Valitut korjausperiaatteet ohjaavat korjausmenetelmän valintaa. (SFS-EN 1504-9, 2009, pp. 7-10).

Rakenteiden korjauksella voidaan tässä yhteydessä tarkoittaa toimenpiteitä, joissa rakenne osittain tai kokonaan korjataan, suojataan, vahvistetaan tai uudelleen rakennetaan. Kuvassa 44 esitellään joitain betonirakenteen korjausmenetelmiä. Korjausmenetelmän valinnan ja työn suunnittelun tulee perustua rakenteen todelliseen käyttöikätaavoitteeseen ja kuntotutkimukseen, koska yli- tai alikorjaamisella voidaan aiheuttaa suuria taloudellisia menetyksiä. Korjausmenetelmää valittaessa on lisäksi kiinnitettävä huomiota toteutukseen, työturvallisuuteen ja ympäristöön. Työn tulee olla toteutettavissa järkevällä tavalla turvallisesti ja haittaamatta tarpeettomasti ympäristöä. (Tiehallinto, 2007, p. 17).



**Kuva 44.** Betonirakenteen korjaamisen käsitteet (Tiehallinto, 2007, p. 10)

Betonia suojaavien menetelmien tarkoituksena on vähentää pinnan huokoisuutta tai läpäisevyyttä. Tiivistäminen voi esimerkiksi tarkoittaa rakenteen pinnoittamista tai halkeamien täyttämistä. Pinnoitteiden valinta on tehtävä rasitusten perusteella. Esimerkiksi kosteutta säätelevien pinnoitteiden tulisi olla vesihöyryn läpäiseviä, jotta rakenne voi myös kuivua. Halkeamien täyttöön voidaan käyttää kohteeseen soveltuvia massoja, jotka tunkeutuvat ja täyttävät halkeaman. Betonin korjaaminen voi tarkoittaa paikallista laastipaikkausta tai kokonaisen rakenneosan uudelleen valamista. Näihin menetelmiin luetaan lisäksi ruiskubetonointi, jota voidaan myös käyttää suoja-betonipeitteiden paksuuden kasvattamiseen sekä betonin uudelleenalkalointiin. Kasvattamalla

peitepaksuuksia voidaan rakenteen kestävyyttä erilaisille rasituksille kasvattaa merkittävästi. (Tiehallinto, 2007, pp. 10-16).

Rakenteen käyttöikää voidaan myös kasvattaa oleellisesti pienentämällä niihin kohdistuvia rasituksia. Tavanomaisessa rakentamisessa tämä voi tarkoittaa esimerkiksi julkisivun verhoilukorjausta, jossa alkuperäisen seinän päälle tuodaan uusi tai uusia rakennekerroksia. Yleensä rakenne suojataan vähintään kosteutta vastaan ja mahdollisesti myös nostetaan sen lämpötilaa. (Haara, et al., 2018, p. 556). Tällöin estetään tai vähennetään kosteuden pääsyä rakenteeseen ja mahdollisesti myös parannetaan sen kuivumisominaisuuksia.

Monitorointi tarkoittaa rakenteen jatkuvaa tai jaksottaista mittaamista antureiden ja mittalaitteiden avulla. Monitorointi ja analyysit tapahtuvat pääsääntöisesti automaattisesti, jolloin alustavasti käsitelty tulosaaineisto on heti valmiina. Rakenteiden monitoroinnilla voidaan seurata vaativienkin rakenteiden toimintaa, jolloin huoltotoimien kohdistaminen voidaan tehdä perustellusti. Monitoroinnilla voidaan täydentää kuntotutkimuksia, ja saavuttaa kattavampi ja pidempiaikainen kuva rakenteen käyttäytymisestä, rasituksista ja turmeltumisesta. (Liikennevirasto, 2016b, pp. 7-8).

## 5.2 Toimenpiteiden valinta ja esisuunnittelu

Kuntotutkimusten perusteella tärkein ikääntymistä aiheuttava vanhenemismekanismi on kloridikorroosio. Raudotteiden korroosio on käynnistynyt paikallisesti. Betonin rapautumista ei käytännössä esiinny pois lukien paikalliset pakkasrapautumisen aiheuttamat ongelmat. Ongelmat keskittyvät rasitetuimpiin rakenteisiin. Mekanismien paikallisuuden vuoksi kloridikorroosio vaurioita voidaan korjata paikkauskorjauksena. Purkaminen ja uudelleen rakentaminen ei tule kyseeseen, koska rakenteet toimivat säteilysuojaseininä laitoksen ja ulkomaailman välillä. Myöskään rakenteen vahvistamiselle ei ole tarvetta, sillä betoni on saavuttanut suuria loppulujuuksia ja teräkset ovat pääosin kunnossa. Salaojajärjestelmä on pitänyt rakenteet kuivina, joten laajempaan pinnoittamiseen ei myöskään ole tarvetta.

Korroosiovaurioiden korjaukseen ehdotetaan piikkaus-paikkaus-menetelmää. Työ voidaan suorittaa esimerkiksi Silko 1.231 mukaista C-Cl korjausmenetelmää käyttäen (Liikennevirasto, 2010, pp. 19-26). Työ aloitetaan poistamalla betonia vaurion ympäriltä niin, että raudotteiden taakse jää ainakin 20 mm tyhjää tilaa. Lisäksi betonia poistetaan raudotteiden pituussuunnassa ainakin 200 mm ruostuneen alueen yli. Raudotteet puhdistetaan esimerkiksi suihkupuhdistamalla, jonka jälkeen ne pinnoitetaan epoksilla tai korjausinhibiittoreita sisältävällä laastilla. Pinnoitteen tulee täyttää sille asetetut vaatimukset. Pinnoitteet levitetään tuotekohtaisten ohjeiden ja vaatimusten mukaisesti. Paikkaus suoritetaan sementtipohjaisella laastilla, joten alusta puhdistetaan ja kostutetaan ennen paikkausta. Lisäksi alustan vetolujuuden tulee olla vähintään 1,5 MPa, jotta paikkauksen kestävyys voidaan varmistaa. Paikkaukset voidaan tehdä käsin sullomalla tai ruiskubetonoimalla. Paikkausalueiden jälkihoidosta on huolehdittava. Laadunvarmistuskokeena piikkauksen aikana otetaan betoninäytteitä, joista analysoidaan kloridipitoisuus. Näin varmistetaan, että kaikki kloridipitoinen betoni tulee poistettua rakenteesta.

Paikkauskorjauksen lisäksi sulkulaattatilojen rasituksia alennetaan. Sulkulaattatiloihin toteutetaan erillisten suunnitelmien avulla ilmanvaihto, valaistus sekä sähköistys ennen paikkauskorjausten aloittamista. Näin työskentelyolosuhteet saadaan likimäärin tavanomaiselle tasolle. Lisäksi rakenteet suojataan pohjaveden roiskeilta esimerkiksi ripustamalla pressuja kallion päälle. Ilmanvaihtojärjestelmät voidaan toteuttaa sulkulaatan läpi, jolloin niihin kohdistuu vain tavanomaiset vaatimukset. Näillä toimilla rakenteiden ikääntyminen hidastuu merkittävästi. Lisäksi tulvaluukkujen kokoa kasvattamalla kulku tiloihin helpottuu. On huomattava, että sulkulaattatilojen ilmanvaihdon rakentaminen käynnistää todennäköisesti rakenteiden karbonatisoitumisen. Tämä voi vapauttaa klorideja huokosveteen, ja kiihdyttää terästen korroosiota.

Rasituksia alentamalla ja vauriot korjaamalla saadaan rakenteiden käyttöikää jatkettua merkittävästi. Vastaavanlainen korjaus on tehty esimerkiksi Ruotsissa hyvillä tuloksilla. (Ranta, 2019). Muutosten avulla vaurioituminen pysäytettiin ja vauriot korjattiin piikkaus-paikkaus-tekniikalla.

Näiden muutosten jälkeen myöskään monitorointia ei tarvita, koska vauriot todennäköisesti pysähtyvät rasiusten pienentyessä. Sulkulaattatilat tulee ottaa kunnossapidon piiriin, jotta järjestelmien toimintaa seurataan. Tilojen katselmointi helpottuu, kun työskentelyolosuhteita parannetaan. Muiden rakenteiden osalta korjaustöihin ei vielä ole tarvetta. Pihat asfaltoidaan tai muilla toimilla vähennetään sadeveden kulkeutumista rakenteille. Näiden lisäksi tulevaisuudessa tulee harkita rakenteiden pinnoittamista sekä salaojajärjestelmän uusimista.

### 5.3 Lisätutkimukset

Lisätutkimuksia tulee tehdä pääasiassa kloridikorroosion laajuuden ja sulfaattien pitoisuuden osalta. Kloridikorroosio kohdistuu pääasiassa syvällä pohjaveden alla oleviin rakenteisiin, mutta mekanismin laajuus on tuntematon. Ensimmäisenä on selvitettävä pitoisuuksien jakaumat sulkulaattatilassa korjaussuunnittelua varten. Vanhenemismekanismin laajuus vaikuttaa muun muassa korjauksen laajuuteen ja mahdollisesti korjausmenetelmään. Lisätutkimuksissa on selvitettävä kloridien jakautuminen toisaalta rakenneluokittain ja toisaalta suhteessa pohjavedenpintaan.

Kloridien lähde ja leviämisen periaatteet ovat paremmin selvillä kuin sulfaattien jakautuminen ja leviäminen. Sulfaatteja kulkeutuu rakenteeseen sekä pohjavedestä että sadevedestä, joiden lisäksi sulfaattipitoisuudet voivat kasvaa rakenteen eri osissa esimerkiksi kastumi-kuivumis syklisen vaikutuksesta. Sulfaattipitoisuuksien erot onkin merkittävä jatkotutkimuksen aihe. Pitoisuuksien kehittymistä tulee seurata ajoittain tehtävillä seurantatutkimuksilla. Jos pitoisuus jatkaa kasvuaan ja ettringiitin kiteytyminen kiihtyy, on suoritettava korjaustoimia vanhenemisen estämiseksi.

Lisätutkimuksissa tulee selvittää esitettyjen mekanismien laajuus ja vaikutus. Tutkimukset voidaan tehdä koekuopista, esimerkiksi alkuperäisen tutkimussuunnitelman mukaisten T1 ja T7 alueiden kohdalta. Nämä rakenteet jäivät tutkimatta, joten niiden avulla saadaan parannettua kokonaiskuvaa laitosten kunnosta. Koekuopista saadaan myös tietoa maanvastaisista rakenteista. Näiden lisäksi tulee pyrkiä selvittämään kallionvastaisten rakenteiden kunto suhteessa maanvastaisiin rakenteisiin.

## 6. YHTEENVETO

Ydinvoimalaitosten ja niiden rakenteiden ikääntyminen on noussut viime vuosina tutkimuksen aiheeksi, koska laitossyksiköt ympäri maailman alkavat olla käyttöikänsä päässä. Tässä diplomityössä käsiteltiin ydinvoimalaitoksen betonirakenteiden ikääntymistä sekä teoreettisena ilmiönä että case-kohteen perusteella.

Betonin ikääntyminen on prosessina monimutkainen. Betoni ja betoniteräksiset kohtaavat käyttöajan aikana monia rasituksia, jotka voivat aiheuttaa negatiivisia tai positiivisia muutoksia. Positiivisista muutoksista tärkein on sementin hydrataatio ja sitä seuraava lujuuden kehitys. Negatiivisia vaikutuksia voivat aiheuttaa fysikaaliset, kemialliset tai mekaaniset vanhenemismekanismit, jotka vaikuttavat myös toisiinsa. Erityisesti kemiallisia mekanismeja ja niiden yhteisvaikutuksia tunnetaan huonosti. Rakenteen ikääntymistä tulee aina tutkia kokonaisuutena, eikä vain yksittäisten vanhenemismekanismien kautta. Tämän lisäksi määräysten ja teknologian kehittyminen voivat vanhanaikaistaa rakennetta. Sen seurauksena syntyvät ikääntymisilmiöt voivat vaikuttaa rakenteen kykyyn täyttää sille asetetut vaatimukset.

Tutkimuksen case-kohteena ovat Olkiluodon ydinvoimalaitoksen laitosyksiköt OL1 ja OL2 ja tarkemmin niiden maanalaisten ulkoseinien ulkopinnat. Tutkimuksen syynä on laitossyksiköille myönnetty uusi käyttö lupa vuoteen 2038 asti. Toisaalta syynä on myös, ettei kyseisiä rakenteita ole tähän mennessä tutkittu. Seinien alkuperäinen suunnittelukäyttöikä on rakentamisaikavaiheessa ollut 25 vuotta ja lopullinen käyttöikä tulee olemaan noin 60 vuotta. Rakenteita ei myöskään ole suojattu mitenkään kosteudelta, vaan rakentamisessa on käytetty vedenpitävää betonia.

Maanalaisen rakenteen suurimmat rasitukset muodostuvat pohjaveden kemiallisista rasituksista. Pohjaveden sisältämien aineiden pitoisuudet tutkittiin, ja tulosten mukaan sulfaatit ja kloridit voivat mahdollisesti aiheuttaa rakenteeseen vanhenemismekanismeja. Muita potentiaalisia vanhenemismekanismeja selvitettiin muun muassa alkalikiviainesreaktion osalta. Laitossyksiköiden betonin runkoaineena on käytetty työmaiden louhinnoista saatua kiviainesta, joten sen alkalireaktiivisuutta tutkittiin työn aikana. Myös esimerkiksi pakkasrapautumisen tiedettiin olevan mahdollinen mekanismi maanpinnan läheisyydessä.

Tutkimuksia varten rakenteet jaettiin neljään rakenneluokkaan ja kolmeen olosuhdeluokkaan. Rakenneluokat jaettiin betonin laadun sekä laitossyksikön perusteella. Tutkimusten edetessä kuitenkin havaittiin, ettei laitosten betonilaatujen välillä ole eroja. Tästä syystä rakenneluokat tiivistettiin kahteen. Tämä osaltaan paransi otannan laajuutta rakenneluokittain. Olosuhdeluokkia oletettiin suunnitteluvaiheessa olevan kolme. Jakavina tekijöinä käytettiin pohjavedenpintaa sekä routarajaa. Rakenteet siis jaettiin kolmeen luokkaan sen mukaan kuinka syvällä ne ovat. Luokkien sisällä ikääntymisen voidaan olettaa tapahtuvan samakaltaisesti. Tutkimusten aikana myös olosuhdeluokkien määrä vaihdettiin kahteen, johtuen pohjavedenpinnan oletettua alemmasta asemasta. Laitosten salaojajärjestelmä pitää pohjavedenpintaa luonnollista tasoa alempana.

Rasitusten ja rakenteiden analyysin perusteella muodostettiin alustava riskienarvio. Riskienarviossa määritettiin todennäköisimmät vanhenemismekanismit olosuhdeluokittain. Tarkoituksena oli koota alustavat tiedot yhteen, ja tuottaa kuntotutkimusten suunnittelulle lähtötiedot. Tutkimusten suunnittelussa huomioitiin myös maanalaisten seinien luontainen saavuttamattomuus. Rakenteet ovat pääosin saavuttamattomissa, eikä niitä voida juurikaan tutkia ilman valmistelevia töitä. Tutkimuksia varten laitosalueelle toteutettiin kaivantoja ja muita järjestelyjä. Lopulta seinien ulkopintoja tutkittiin kolmelta alueelta, mikä lisäksi näytteitä porattiin seinän läpi kahdelta alueelta. Tutkimusalueiden otanta jäi siten melko pieneksi suhteessa tutkittavien rakenteiden kokoon. Tulosaineistoa ja alustavaa riskienarviota vertaamalla voitiin kuitenkin muodostaa yleisempi kuva rakenteiden kunnossa.

Kuntotutkimuksissa seinien ulkopintaa tutkittiin ainetta rikkomattomilla ja ainetta rikkovilla menetelmillä. Ainetta rikkomattomina menetelminä käytettiin visuaalista tutkimusta, kimmovasaraa

ja gpr-betoniskanneria. Näiden perusteella kohdistettiin ainetta rikkovat tutkimukset. Ainetta rikkoviin tutkimuksiin kuuluivat näytteiden otto, laboratorio kokeet sekä rakenteen kosteuspitoisuuden mittaaminen.

Tutkimusten mukaan kloridikorroosio on paikallisesti käynnistynyt. Havainnot tehtiin OL1-laitosyksiköltä niistä pisteistä, jotka erityisesti altistuvat veden roiskeille. Paikalliset korroosiovauriot eivät kuitenkaan vaikuta rakenteen kantavuuteen. Pääasiassa kloridipitoisuudet terästen tasolla ovatkin mitättömiä. Sulfaattipitoisuudet ovat koholla kaikissa mittauspisteissä, mutta sulfaattikorroosio on aiheuttanut vain vähäisesti kiteytymiä. Kiteytymät ovat pääasiassa niissä rakenteissa, joihin kohdistuu sadeveden vaikutus. Pakkasrapautuminen on alkanut paikallisesti niissä maanpinnan lähellä olevissa rakenteissa, jotka altistuvat sadevedelle. Tutkimusten mukaan käytetty kiviaines ei myöskään ole alkalireaktiivista. Betonin puristuslujuus on yleisesti ottaen kasvanut suunnittelulujuuksia korkeammaksi. Lujuuksien 5 % fraktaalit vastaavat likimäärin suunnittelulujuuksia. Tämä on seurausta betonin hydrataatiosta kosteissa oloissa. Reaktio on edennyt loppuun asti, koska näytteissä ei enää esiinny reagoimatonta sementtiä.

Tutkimusten perusteella voidaan todeta, että rakenteilla on vielä ainakin 20 vuotta käyttöikää jäljellä, kunhan rasiuksia pienennetään ja vauriot korjataan. Sadeveden osalta tämä tarkoittaa esimerkiksi pihan asfaltointia. Sulkulaattatiloissa rasiuksia voidaan alentaa suojaamalla rakenteet sekä järjestämällä tilojen ilmanvaihto. Rasiusten alentamisen jälkeen kloridikorroosiovauriot voidaan korjata esimerkiksi piikkaus-paikkaustekniikalla.

Kloridikorroosion laajuus sulkulaattatiloissa tulee selvittää ennen korjaustyöhön ryhtymistä. Muiden rakenteiden osalta on selvitettävä kloridien ja sulfaattien pitoisuudet esimerkiksi uusista koekuopista. Kloridien jakautuminen ja kulkeutuminen rakenteessa on ilmiönä paremmin tunnettu verrattuna sulfaatteihin. Sulfaattipitoisuuden jakaumalle laitosyksiköiden välillä, ja eri tutkimuspisteiden välillä ei löydetty kattavaa selitystä. Erot voivat johtua pohjaveden virtauksesta sekä pohjaveden ja meriveden sekoittumisesta maaperässä.

Yleisesti ottaen voidaan sanoa, että rakenteet ovat hyvässä kunnossa huomioiden niiden ikä. Toteuttamalla esitetyt toimenpiteet ja jatkotutkimukset, voidaan varmistaa rakenteiden käyttöiän jatkuminen vähintään vuoteen 2038 asti.

# LÄHTEET

SFS-EN 12504-2, 2013. *Betonin testaus rakenteista. Osa 2: Rikkomaton aineenkoestus. Kimmoarvon määrittäminen kimmovasaralla*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

Aaltonen, I. ym., 2016. *Geology of Olkiluoto*, Olkiluoto: Posiva Oy.

ACI Committee 201, 2008. *Guide for Conducting a Visual Inspection of Concrete in Service*, ACI 201.1R-08. s.l.: American Concrete Institute.

ACI Committee 228, 1998. *Nondestructive Test Methods for Evaluation of Concrete in Structures*, s.l.: American Concrete Institute.

ACI Committee 228, 2003. *In-Place Methods to Estimate Concrete Strength*, s.l.: American Concrete Institute, ACI 228.1R-1.

ACI Committee 349, 2002. *Evaluation of Existing Nuclear Safety-Related Concrete Structures*, ACI 349.3R-02. s.l.: American Concrete Institute.

Ahonen, M. ym., 2008. *Suomalaisen talousveden laatu raakavedestä kuluttajan hanaan vuosina 1999 - 2007*. Turku: Vesi-Instituutti, julkaisuja 4.

Anttila, I., 2012. *Putkistojen kuntotutkimusohje*, s.l.: Metropolia Ammattikorkeakoulu.

Anttila, V., 2010. *Betonin kutistuma ja sen huomioiminen*. Helsinki: Rudus info 1/2010.

Asp, O., 2014. *Luotettavuusanalyysin perusteita siltojen kantavuuden arvioinnissa*, s.l.: Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 20/2014.

Bassuoni, M. & Rahman, M., 2014. Thaumate sulfate attack on concrete: Mechanisms, influential factors and mitigation. *Construction and Building Materials*, Issue 73, pp. 652-662.

Benboudjema, F. & Torrenti, J. M., 2015. On the Very Long-Term Delayed Behavior of Biaxially Prestressed Structures: The Case of the Containments of Nuclear Power Plants. Teoksessa: C. Hellmich, B. Pichler & J. Kollegger, toim. *CONCREEP 10 - Mechanics and Physics of Creep, Shrinkage, and Durability of Concrete and Concrete Structures*. Vienna: American Society of Civil Engineers, pp. 631-639.

Bertoliini, L., Carsana, M. & Pedferri, P., 2007. Corrosion behaviour of steel in concrete in the presence of stray current. *Corrosion Science*, Issue 49, pp. 1056-1068.

EPRI, 2005. *Aging Identification and Assessment Checklist: Civil and Structural Components*. Palo Alto, CA: Altran Corporation, Boston, MA.

Fillmore, D. L., 2004. *Literature Review of the Effects of Radiation and Temperature on the ageing of Concrete*. Idaho: Idaho National Engineering and Environmental Laboratory.

Flygt, 2006. *Technical brochure 50 Hz*, s.l.: ITT Flygt AB.

Geologian tutkimuskeskus GTK, ei pvm *Happamat sulfaattimaat -karttapalvelu*. [Online] Available at: <http://gtkdata.gtk.fi/Hasu/index.html> [Haettu 5.2.2019].

Godart, B., de Rooij, M. & Wood, J. G., 2013. *Guide to Diagnosis and Appraisal of AAR Damage to Concrete in Structures - Part 1 Diagnosis*. New York: RILEM State-of-the-Art Report AAR 6.1.

Haara, T. ym., 2018. *Betonitekniiikan oppikirja, by 201*. Kuudes päivitetty painos toim. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Haavisto, J. & Laaksonen, A., 2018. *Betonin puristuslujuus*. Helsinki: Liikenneviraston tutkimuksia ja selvityksiä 32/2018.

Hilti, 2014. *Käyttöohje PS 1000*. Kaufering: Hilti Entwicklungsgesellschaft mbH.

Hämäläinen, J. & Suolanen, V., 2019. *SAFIR2022 Annual Plan 2019*, Espoo: VTT.

Ilmatieteen Laitos, 2019. *Teoreettinen keskivesi (MW) ja geodeettiset korkeusjärjestelmät Suomessa*. [Online]  
Available at: <https://ilmatieteenlaitos.fi/keskivesitaulukot>  
[Haettu 23 10 2019].

Impola, E., 2018. *Laiturielementtien valmistus liukuvalutekniikalla - opinnäytetyö*. Tampere: Tampereen ammattikorkeakoulu, Rakennus- ja yhdyskuntatekniikka.

International Atomic Energy Agency, 2002. *Guidebook on non-destructive testing of concrete structures*. Vienna: International Atomic Energy Agency, TCS-17.

International Atomic Energy Agency, 2007. *IAEA Safety Glossary*. 2007 Edition toim. Vienna: International Atomic Energy Agency.

International Atomic Energy Agency, 2009. Ageing Management for Nuclear Power Plants, NS-G-2.12. Teoksessa: Vienna: International Atomic Energy Agency, IAEA, p. s. 65.

International Atomic Energy Agency, 2016. *Ageing Management of Concrete Structures in Nuclear Power Plants, NP-T-3.5*. Vienna: International Atomic Energy Agency, IAEA.

International Atomic Energy Agency, 2017. *Handbook on Ageing Management for Nuclear Power Plants, NP-T-3.24*. Vienna: s.n.

Järvinen, M.-L. & Hämäläinen, J., 2018. *Kansallinen ydinvoimalaitosten turvallisuustutkimus 2019-2022. Uuden tutkimusohjelman SAFIR2022 runkosuunnitelma..* s.l.:Työ- ja elinkeinoministeriön julkaisu 22/2018.

Kari, O.-P., Puttonen, J. & Sistonen, E., 2009. *Modelling the Durability of Concrete for Nuclear waste Disposal Facilities*. Licentiate thesis toim. Espoo: Department of Structural Engineering and Building Technology.

Karttunen, E. & Tuhkanen, T., 2003. *Vesihuolto 1, RIL 124-1*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto.

Kunnas, T., 2013. *Routasuojaus - rakennukset ja infrarakenteet, RIL 261-2013*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto.

Kärki, A. & Paulamäki, S., 2006. *Petrology of Olkiluoto*. Olkiluoto: Posiva Oy.

Köliö, A., 2016. *Propagation of Carbonation Induced Reinforcement Corrosion in Existing Concrete Facades Exposed to the Finnish Climate*. Tampere: Tampereen Teknillinen Yliopisto, julkaisu 1399.

Lahdensivu, J., Kekäläinen, P. & Lahdensivu, A., 2018. Alkali-silica Reaction in Finnish Concrete Structures. *Nordic Concrete Federation, Publ. No. NCR 59*, 2018(2), pp. 31-44.

Lahdensivu, J. & Husaini, D., 2015. Alkalivivianreaktio Etelä-Suomen silloissa. *Betoni*, 3, pp. 66-70.



Le Bescop, P., Lothenbach, B., Samson, E. & Snyder, K. A., 2013. Modeling Degradation of Cementitious Materials in Aggressive Aqueous Environments. Teoksessa: M. Alexander, A. Bertron & N. De Belie, toim. *Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments*. Springer: RILEM, pp. 177-218.

Leppäharju, N., 2008. *Kalliolämmön hyödyntämiseen vaikuttavat geofysikaaliset ja geologiset tekijät, Pro-Gradu -tutkielma*. Oulu: Oulun yliopisto, Fysikaalisten tieteiden laitos.

Liikennevirasto, 2010. *Betonirakenteet, Betonin paikkaus, Yleiset laatuvaatimukset, SILKO 1.231*, s.l.: Liikennevirasto, Sillanrakentamisyksikkö.

Liikennevirasto, 2011. *Betonisiltojen korjaussuunnitteluohje*. Helsinki: Liikennevirasto, ohjeita 17/2011.

Liikennevirasto, 2013a. *Sillantarkastuskäsikirja*. Helsinki: Liikenneviraston ohjeita 26/2013.

Liikennevirasto, 2013b. *Pohjaveden hallinta alikulkupaikoilla*. Helsinki: Liikenneviraston oppaita 1/2013.

Liikennevirasto, 2016a. *Betonirakenteet, halkeamien korjaaminen, yleiset laatuvaatimukset, SILKO 1.233*. Päivitetty ohje toim. Kuopio: Liikennevirasto, Taitorakenneyksikkö.

Liikennevirasto, 2016b. *Siltojen monitorointikäsikirja*. Helsinki: Liikenneviraston oppaita 2/2016.

Liikennevirasto, 2017. *Eurokoodin soveltamisohje, Betonirakenteiden suunnittelu -NCCI 2*. Liikenneviraston ohjeita 31/2017' toim. Helsinki: Liikennevirasto.

Liikennevirasto, 2018. *Taitorakenteiden erikoistarkastusten laatuvaatimukset - Sillat*. Helsinki: Liikennevirasto, ohjeita 28/2018.

Liu, Z., Deng, D., De Schutter, G. & Yu, Z., 2012. Chemical sulfate attack performance of partially exposed cement and cement + fly ash paste. *Construction and Building Materials*, Issue 28, pp. 230-237.

Maage, M. ym., 1996. Service Life Predictions of Existing Concrete Structures Exposed to Marine Environment. *ACI Materials Journal*, 1996(November - December), pp. 1-8.

Maanmittauslaitos, 2014. *Karttapaikka*. [Online] Available at: <https://asiointi.maanmittauslaitos.fi/karttapaikka/> [Haettu 05 03 2019].

Mehta, P. K. & Monteiro, P. J. M., 2006. *Concrete: Microstructure, Properties, and Materials*. Third edition toim. New York: McGraw-Hill.

Menendez, E., Matschei, T. & Glasser, F. P., 2013. Sulfate Attack of Concrete. Teoksessa: *Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments*. Cape Town: State-of-the-Art Report, RILEM TC 211 - PAE, pp. 7-74.

Merikallio, T., 2000. Kosteusmittaus. *Rakentajain Kalenteri*, pp. 740 - 746.

Mihashi, H. & Nishiwaki, T., 2012. Development of Engineered Self-Healing and Self-Repairing Concrete-State-of-the-Art Report. *Journal of Advanced Concrete Technology*, pp. 170-184.

Morenon, P. ym., 2017. Impact of stresses and restraints on ASR expansion. *Construction and Building Materials*, pp. 58-74.

Nevalainen, J., 2012. *Ydinvoiman rakentaminen, viranomaisnäkökulma- ja tehtävät*. Enterprice Forum 1/2012: Säteilyturvakeskus.

Neville, A., 2004. The confused world of sulfate attack on concrete. *Cement and Concrete Research*, Issue 34, pp. 1275-2196.

Nixon, P. J. & Sims, I., 2016. *RILEM Recommendations for Prevention of Damage by Alkali-Aggregate Reactions in New Concrete Structures*. New York: State-of-the-Art Report of the RILEM, Technical Committee 219-ACS.

Nuclear Energy Agency, 1999. *Glossary of Nuclear Power Plant Ageing*. 2 toim. Paris: OECD.

Oy Atomirakennus AB, 1977. *TVO I - Betonityökertomus*. Olkiluoto: s.n.

Pentti, M. ym., 2013. *Betonijulkisivun kuntotutkimus 2013, by 42*. Helsinki: BY-Koulutus.

Pitkänen, P., 2008. *Katodinen suojaus*, Espoo: Valtion teknillinen tutkimuskeskus VTT .

Posiva Oy, 2011. *Olkiluoto Site Description*. Eurajoki: Posiva Oy.

Powers, J. P., Corwin, A. B., Schmall, P. C. & Kaeck, W. E., 2007. *Construction Dewatering and Groundwater Control*. 3rd Edition toim. s.l.:John Wiley & Sons.

Proceq SA, 2017. *Concrete Test Hammer - Operating Instructions*. Schwerzenbach: Proceq SA.

Punkki, J., 2016. Paaluinfo 2/2016, Teräsbetonipaalujen säilyvyysuunnittelu. *Betoni*, Issue 3, pp. 98-99.

Punkki, J. & Mannonen, R., 2019. Paaluinfo 1/2019, Kloridirasitusten (XD- ja XS-rasitusluokat) huomioiminen betonipaalujen suunnittelussa. *Betoni*, Issue 1, pp. 86-87.

Punkki, J. & Räisänen, H., 2017. *Betonin valinta ja käyttöikäsuunnittelu - opas suunnittelijoille 2016, by 68*. Helsinki: BY-Koulutus Oy.

Pyy, H., 2018. Alkalikiviainesreaktio - miten tähän on tultu ja miten tästä eteenpäin. *Betoni*, Issue 4, pp. 90-95.

Pyy, H., 2019. *Sulfidimineraalit kiviaineksessa*. Helsinki, Betonitutkimusseminaari 2019.

Pyy, H., Holt , E. & Ferreira, M., 2012. *Esitutkimus alkalikiviainesreaktiosta ja sen esiintymisestä Suomessa*, Espoo: VTT.

Pyy, H. & Holt, E., 2010. Onko Suomessa ongelmaa nimeltä Alkali-kiviainesreaktio?. *Betoni*, 4, pp. 46-48.

Pyy, H., Oikari, M. & Salo, E., 2019. *OL1 ja OL2 -laitosyksiköiden maanalaisten seinien kuntotutkimus*, Espoo: Vahanen Rakennusfysiikka Oy.

Ranta, I., 2019. *Vierailu Oskarshamin ydinvoimalaitoksella*, s.l.: s.n.

RT 14-10984, 2010. *Betonin suhteellisen kosteuden mitta*. Helsinki: Rakennustietosäätiö RTS.

Salparanta, L., 1987. *Meriveden kemiallinen vaikutus betoniin*, Espoo: VTT, Valtion teknillinen tutkimuskeskus, Tiedotteita 783.

Sangadji, S., Wiktor, V., Jonkers, H. & Schlangen, E., 2013. *Injecting a liquid bacteria-based repair system to make porous network concrete healed*. Ghent, International Conference on Self-Healing Materials 2013.

Santhanam, M., 2013. Magnesium Attack of Cementitious Materials in Marine Environments. Teoksessa: M. Alexander, A. Bertron & N. De Belie, toim. *Performance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments*. Chennai: State-of-the-Art Report, RILEM, pp. 75-90.

SFS-EN 12390-1, 2013. *Kovettuneen betonin testaus. Osa 1: Muoto, mitat ja muut koekappaleiden ja muottien vaatimukset*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 12390-13, 2014. *Testing Hardened Concrete. Part 13: Determination of Secant Modulus of Elasticity in Compression*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 12390-3, 2009. *Kovettuneen betonin testaus. Osa 3: Koekappaleen puristuslujuus*. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 12504-1, 2009. *Betonin testaus rakenteista. Osa 1: Poratut koekappaleet, näytteenotto, tutkiminen ja puristuslujuuden testaus*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 13791, 2007. *Betonin puristuslujuuden arviointi rakenteista ja rakenneosista*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS ry.

SFS-EN 1504-9, 2009. *Betonirakenteiden suojaus- ja korjausaineet ja niiden yhdistelmät. Määritelmät, vaatimukset, laadunvalvonta ja vaatimuksenmukaisuuden arviointi. Osa 9: Suojaus- ja korjausaineiden ja niiden yhdistelmien periaatteet*. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1990, 2006. *Rakenteiden suunnitteluperusteet*. Helsinki: Suomen standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 1992-1-1, 2015. *Eurooodi 2: Betonirakenteiden suunnittelu. Osa 1-1: Yleiset säännöt ja rakennuksia koskevat säännöt*. Helsinki: Suomen Standardoimisliitto SFS.

SFS-EN 206, 2016. *SFS-EN 206:2014 + A1:2016*. [Online].

Somerville, George, 2001. *CONTECVET: A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures*, Crowthorne: CORDIS.

Suomen Betoniyhdistys ry, 2004. *Betoninormit 2004*. Helsinki: Suomen Betonitieto Oy, by 50.

Suomen rakennusinsinöörien liitto, 1975. *Betoninormit (1967, 1970, 1971) 1975 : Betonielementtinormit (1967) 1975 : Rajatilamitoitusohjeet 1975*. Helsinki: Suomen Rakennusinsinöörien liitto.

Suomen Rakennusinsinöörien liitto, 2009. *Rakennuspohjan ja tonttialueen kuivatus, RIL 126-2009*. Helsinki: Suomen rakennusinsinöörien liitto.

Säteilyturvakeskus, 2013. *YVL E.6 - Ydinlaitoksen rakennukset ja rakenteet*. [Online] Available at: <https://www.stuklex.fi/fi/ohje/YVLE-6> [Haettu 12 07 2019].

Säteilyturvakeskus, 2019a. *YVL A.8. Ydinlaitoksen ikääntymisen hallinta*. [Online] Available at: <https://www.stuklex.fi/fi/ohje/YVLA-8> [Haettu 7 1 2019].

Säteilyturvakeskus, 2019b. *Radon työpaikoilla*. [Online] Available at: <https://www.stuk.fi/stuk-valvoo/luonnonsateilylle-altistava-toiminta/radon-tyopaikoilla> [Haettu 07 08 2019].

Säteilyturvakeskus, ei pvm Vanhat YVL-ohjeet. [Online]  
Available at: <https://ohjeisto.stuk.fi/YVLold/>  
[Haettu 28 2 2019].

Teollisuuden Voima Oyj, 2013. *OL1 & OL2 ydinvoimalaitosyksiköt*. Helsinki: Teollisuuden Voima Oyj.

Teollisuuden voima Oyj, 2015. *Taskutieto - Avainluvut vuodelta 2014*. Eurajoki: Teollisuuden Voima Oyj.

Teollisuuden Voima Oyj, 2018. *Laitosyksiköt: OL1 ja OL2*. [Online]  
Available at: <https://www.tvo.fi/ol1ol2>  
[Haettu 28 01 2019].

Thomas, M., Fournier, B. & Folliard, K., 2013. *Alkali-Aggregate Reactivity (AAR) Facts Book*. New Jersey: Federal Highway Administration, Report No. FHWA-HIF-13-019.

Tiehallinto, 2007. *Betonirakenteet, Betoni sillankorjausmateriaaline, yleiset laatuvaatimukset*. Helsinki: Tiehallinto, Siltateknikka, Ohje 11/07, SILKO 1.201.

TVO, 2016. *Kuvapankki*. [Online]  
Available at: <http://kuvapankki.tvo.fi/Login.jsp?language=fi>  
[Haettu 28 01 2019].

Työ- ja elinkeinoministeriö, 2018. *Valtioneuvosto myönsi Olkiluoto 1:n ja 2:n uuden käyttöluvan 20.9.2018*. [Online]  
Available at: <https://tem.fi/olkiluoto-1-ja-2-kayttolupa>  
[Haettu 13 08 2019].

Työyhtymä JUKOLA Konsortiet, 1978. *TVO II - Betonityökertomus*. s.l.:s.n.

Van Tittelboom, K., De Belie, N. & Hooton, R. D., 2013. Test Methods for Resistance of Concrete to Sulfate Attack - A Critical Review. Teoksessa: *Peformance of Cement-Based Materials in Aggressive Aqueous Environments*. Ghent: RILEM, pp. 251-288.

Vertanen, E., 2016. *Sulfaattimaiden tunnistaminen, riskienhallinta ja käsittely väylähankkeissa*. Helsinki: Liikennevirasto, Opinnäytetyö 7/2016.

Virola, H. & Raivio, P., 2000. *Portlandsementin hydrataatio*. Espoo: Valtion Teknillinen Tutkimuskeskus, VTT tiedotteita.

Ydinenergialaki, 1987. L 11.12.1987/990. [Online]  
Available at: <https://www.stuklex.fi/fi/ls/19870990>  
[Haettu 7 1 2019].

Ympäristöministeriö, 2016. *Rakennuksen kosteus- ja sisäilmatekninen kuntotutkimus - Ympäristöopas 2016*, Helsinki: Ympäristöministeriö.